This is a digital copy of a book that was preserved for generations on library shelves before it was carefully scanned by Google as part of a project to make the world's books discoverable online.

It has survived long enough for the copyright to expire and the book to enter the public domain. A public domain book is one that was never subject to copyright or whose legal copyright term has expired. Whether a book is in the public domain may vary country to country. Public domain books are our gateways to the past, representing a wealth of history, culture and knowledge that's often difficult to discover.

Marks, notations and other marginalia present in the original volume will appear in this file - a reminder of this book's long journey from the publisher to a library and finally to you.

Usage guidelines

Google is proud to partner with libraries to digitize public domain materials and make them widely accessible. Public domain books belong to the public and we are merely their custodians. Nevertheless, this work is expensive, so in order to keep providing this resource, we have taken steps to prevent abuse by commercial parties, including placing technical restrictions on automated querying.

We also ask that you:

+ *Make non-commercial use of the files* We designed Google Book Search for use by individuals, and we request that you use these files for personal, non-commercial purposes.

+ *Refrain from automated querying* Do not send automated queries of any sort to Google's system: If you are conducting research on machine translation, optical character recognition or other areas where access to a large amount of text is helpful, please contact us. We encourage the use of public domain materials for these purposes and may be able to help.

+ *Maintain attribution* The Google "watermark" you see on each file is essential for informing people about this project and helping them find additional materials through Google Book Search. Please do not remove it.

+ *Keep it legal* Whatever your use, remember that you are responsible for ensuring that what you are doing is legal. Do not assume that just because we believe a book is in the public domain for users in the United States, that the work is also in the public domain for users in other countries. Whether a book is still in copyright varies from country to country, and we can't offer guidance on whether any specific use of any specific book is allowed. Please do not assume that a book's appearance in Google Book Search means it can be used in any manner anywhere in the world. Copyright infringement liability can be quite severe.

About Google Book Search

Google's mission is to organize the world's information and to make it universally accessible and useful. Google Book Search helps readers discover the world's books while helping authors and publishers reach new audiences. You can search through the full text of this book on the web at `http://books.google.com/`

Über dieses Buch

Dies ist ein digitales Exemplar eines Buches, das seit Generationen in den Regalen der Bibliotheken aufbewahrt wurde, bevor es von Google im Rahmen eines Projekts, mit dem die Bücher dieser Welt online verfügbar gemacht werden sollen, sorgfältig gescannt wurde.

Das Buch hat das Urheberrecht überdauert und kann nun öffentlich zugänglich gemacht werden. Ein öffentlich zugängliches Buch ist ein Buch, das niemals Urheberrechten unterlag oder bei dem die Schutzfrist des Urheberrechts abgelaufen ist. Ob ein Buch öffentlich zugänglich ist, kann von Land zu Land unterschiedlich sein. Öffentlich zugängliche Bücher sind unser Tor zur Vergangenheit und stellen ein geschichtliches, kulturelles und wissenschaftliches Vermögen dar, das häufig nur schwierig zu entdecken ist.

Gebrauchsspuren, Anmerkungen und andere Randbemerkungen, die im Originalband enthalten sind, finden sich auch in dieser Datei – eine Erinnerung an die lange Reise, die das Buch vom Verleger zu einer Bibliothek und weiter zu Ihnen hinter sich gebracht hat.

Nutzungsrichtlinien

Google ist stolz, mit Bibliotheken in partnerschaftlicher Zusammenarbeit öffentlich zugängliches Material zu digitalisieren und einer breiten Masse zugänglich zu machen. Öffentlich zugängliche Bücher gehören der Öffentlichkeit, und wir sind nur ihre Hüter. Nichtsdestotrotz ist diese Arbeit kostspielig. Um diese Ressource weiterhin zur Verfügung stellen zu können, haben wir Schritte unternommen, um den Missbrauch durch kommerzielle Parteien zu verhindern. Dazu gehören technische Einschränkungen für automatisierte Abfragen.

Wir bitten Sie um Einhaltung folgender Richtlinien:

+ *Nutzung der Dateien zu nichtkommerziellen Zwecken* Wir haben Google Buchsuche für Endanwender konzipiert und möchten, dass Sie diese Dateien nur für persönliche, nichtkommerzielle Zwecke verwenden.

+ *Keine automatisierten Abfragen* Senden Sie keine automatisierten Abfragen irgendwelcher Art an das Google-System. Wenn Sie Recherchen über maschinelle Übersetzung, optische Zeichenerkennung oder andere Bereiche durchführen, in denen der Zugang zu Text in großen Mengen nützlich ist, wenden Sie sich bitte an uns. Wir fördern die Nutzung des öffentlich zugänglichen Materials für diese Zwecke und können Ihnen unter Umständen helfen.

+ *Beibehaltung von Google-Markenelementen* Das "Wasserzeichen" von Google, das Sie in jeder Datei finden, ist wichtig zur Information über dieses Projekt und hilft den Anwendern weiteres Material über Google Buchsuche zu finden. Bitte entfernen Sie das Wasserzeichen nicht.

+ *Bewegen Sie sich innerhalb der Legalität* Unabhängig von Ihrem Verwendungszweck müssen Sie sich Ihrer Verantwortung bewusst sein, sicherzustellen, dass Ihre Nutzung legal ist. Gehen Sie nicht davon aus, dass ein Buch, das nach unserem Dafürhalten für Nutzer in den USA öffentlich zugänglich ist, auch für Nutzer in anderen Ländern öffentlich zugänglich ist. Ob ein Buch noch dem Urheberrecht unterliegt, ist von Land zu Land verschieden. Wir können keine Beratung leisten, ob eine bestimmte Nutzung eines bestimmten Buches gesetzlich zulässig ist. Gehen Sie nicht davon aus, dass das Erscheinen eines Buchs in Google Buchsuche bedeutet, dass es in jeder Form und überall auf der Welt verwendet werden kann. Eine Urheberrechtsverletzung kann schwerwiegende Folgen haben.

Über Google Buchsuche

Das Ziel von Google besteht darin, die weltweiten Informationen zu organisieren und allgemein nutzbar und zugänglich zu machen. Google Buchsuche hilft Lesern dabei, die Bücher dieser Welt zu entdecken, und unterstützt Autoren und Verleger dabei, neue Zielgruppen zu erreichen. Den gesamten Buchtext können Sie im Internet unter `http://books.google.com` durchsuchen.

Library
of the
University of Wisconsin

Library
of the
University of Wisconsin

HANDBUCH

DER

INGENIEURWISSENSCHAFTEN

in fünf Teilen.

Erster Teil:

Vorarbeiten, Erd-, Grund-, Straßen- und Tunnelbau.

Herausgegeben

von

L. von Willmann.

Zweiter Band.

Vierte vermehrte Auflage.

Leipzig
Verlag von Wilhelm Engelmann
1905

VORARBEITEN,

ERD-, GRUND-, STRASSEN- UND TUNNELBAU.

I. Teil des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften.

Zweiter Band:

Erd- und Felsarbeiten. Erdrutschungen. Stütz- und Futtermauern.

Bearbeitet von

E. Häseler, H. Wegele und **L. von Willmann,**

herausgegeben von

L. von Willmann,

Professor an der Technischen Hochschule in Darmstadt.

Vierte vermehrte Auflage.

Mit 298 Textabbildungen, vollständigem Sachverzeichnis und 12 lithographierten Tafeln.

Leipzig

Verlag von Wilhelm Engelmann

1905

Alle Rechte, insbesondere das Recht der Übersetzung, sind vorbehalten.

166885
SEP 17 1912
SN
H19
2nd

6173954

Vorwort zur vierten Auflage.

Die frühere „zweite Abteilung“ des „I. Bandes“ hat, als nunmehriger „zweiter Band“ des „I. Teils“ vom Handbuch, bei der vorliegenden 4. Auflage in der Kapiteleinteilung keine Änderung erfahren, dagegen sind, veranlafst durch den leider erfolgten Tod des Baudirektors Gustav Meyer, für das I. Kapitel: „Ausführung der Erd- und Felsarbeiten“ der Unterzeichnete, für das II. Kapitel: „Erdrutschungen“ Professor H. Wegele, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor a. D., als neue Mitarbeiter hinzugetreten, während das III. Kapitel: „Stütz- und Futtermauern“ in den bewährten Händen des Geh. Hofrats Professor E. Häseler verblieb.

Alle drei Kapitel der vorliegenden neuen Auflage sind den neuesten Fortschritten angepafst worden. Die Kapitel I und II haben, aufser verschiedenen Umstellungen und Ergänzungen, im Vergleich zu ihrem früheren Inhalt noch insofern eine Veränderung erfahren, als die seither im II. Kapitel (Erdrutschungen) behandelten, ihrer Natur nach aber eigentlich zu den Ausführungsarbeiten des Erdbaues gehörenden Besprechungen der verschiedenen Erdarten, der durch sie veranlafsten Vorsichtsmafsregeln bei Dammschüttungen, sowie die Behandlung des Böschungsschutzes und der Böschungsbefestigungen in das I. Kapitel hinübergenommen wurden, während im II. Kapitel mehr als seither auf die einschlägigen geologischen Fragen eingegangen wurde. Als Erweiterung des III. Kapitels (Stütz- und Futtermauern) ist die Behandlung der in neuerer Zeit vielfach zur Ausführung gelangenden Stütz- und Futtermauern aus Eisenbeton, sowie die Mitteilung einiger neueren Stützmauern aus Stampfbeton hervorzuheben.

Was die Ausstattung des Bandes mit Tafeln und Abbildungen betrifft, so erschien es zweckmäfsig, die seitherige Tafel II durch Textabbildungen zu ersetzen und, der Abänderung des Textes entsprechend, die vier dem I. Kapitel

verbliebenen Tafeln in anderer Reihenfolge anzuordnen. Wesentliche Abänderungen haben die Tafeln III (früher V), IV (früher I), VIII (früher IX), XI (früher XII) und XII (früher XIII) erfahren. Die Zahl der Textabbildungen wurde von 141 auf 298 erhöht.

Für freundliche Unterstützung und Zuwendung von Unterlagen sind wir zu Dank verpflichtet: Der Firma Arthur Koppel in Berlin und Bochum, der Lokomotivfabrik Krauſs & Cie. in München, der Königl. Eisenbahndirektion Essen a. d. Ruhr und der Groſsh. Geologischen Landesanstalt zu Darmstadt. Durch Anfertigung von Zeichnungen für das III. Kapitel (Stütz- und Futtermauern), sowie durch Beihülfe bei Durchsicht der Berichtigungsbogen wurde Herr Geh. Hofrat Professor Häseler wesentlich von seinem Assistenten, Herrn Ingenieur Merken unterstützt, wofür letzterem an dieser Stelle besonderer Dank ausgesprochen wird.

Zum Schluſs ist als eine Ehrenpflicht zu erwähnen, daſs es leider in der vierten Auflage des I. Kapitels: „Vorarbeiten“ übersehen worden ist, die um die Begründung des Handbuchs verdienten Herren Geheimen Bauräte E. Mackensen und R. Richard als Verfasser der 1. und 2. Auflage des genannten Kapitels „Vorarbeiten“ anzuführen, wie dies in der 3. Auflage wenigstens in einer Fuſsnote erfolgte.

Darmstadt, den 12. September 1905.

L. von Willmann.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften.

Erster Teil.

Übersicht des Inhaltes der vierten Auflage:

Erster Band.

Kap. I. **Vorarbeiten für Eisenbahnen und Straſsen.** Nach der in 1. und 2. Auflage von den Geheimen Bauräten E. Mackensen und R. Richard erfolgten Bearbeitung, in 3. und 4. Auflage neu bearbeitet von L. Oberschulte, weiland Königl. Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor a. D., Direktor der Akt.-Ges. für Bahn-Bau und Betrieb zu Frankfurt a. M. unter teilweiser Mitwirkung der Herren Henkes, Königl. Eisenbahn-Bau- und Betriebs-Inspektor in Magdeburg, und Puller, Ingenieur in Saarbrücken.

„ II. **Bauleitung.** Nach der früheren Bearbeitung von Gustav Meyer, weiland Königl. Eisenbahn-Bauinspektor a. D. und Baudirektor in Osnabrück, neu bearbeitet von H. Wegele, Königl. Eisenbahn-Bau- u. Betriebsinspektor a. D., Professor an der Techn. Hochschule zu Darmstadt.

Zweiter Band.

Kap. I. **Erd- und Felsarbeiten.** Nach der früheren Bearbeitung von Gustav Meyer, weiland Königl. Eisenbahn-Bauinspektor a. D. und Baudirektor in Osnabrück, neu bearbeitet von L. von Willmann, Professor an der Techn. Hochschule zu Darmstadt.

„ II. **Erdrutschungen.** Nach der früheren Bearbeitung von Gustav Meyer, weiland Königl. Eisenbahn-Bauinspektor a. D. und Baudirektor in Osnabrück, neu bearbeitet von H. Wegele, Königl. Eisenbahn-Bau- u. Betriebsinspektor a. D., Professor an der Techn. Hochschule zu Darmstadt.

„ III. **Stütz- und Futtermauern.** Von E. Häseler, Geh. Hofrat und Professor an der Techn. Hochschule zu Braunschweig.

Dritter Band.

Kap. I. **Grundbau unter Ausschluſs der Druckluftgründungen.** Von L. von Willmann, Professor an der Techn. Hochschule zu Darmstadt, unter Benutzung der von weiland Eisenbahn-Bauinspektor a. D. und Baudirektor Gustav Meyer bearbeiteten 1. und 2. Auflage.

„ II. **Druckluftgründungen.** Von Konrad Zschokke, Ingenieur in Aarau.

Vierter Band.

Strafsenbau einschliefslich der Strafsenbahnen. Von F. von Laissle, Baudirektor und Prof. emer. der Techn. Hochschule zu Stuttgart.

Fünfter Band.

Tunnelbau. Von E. Mackensen, Geh. Baurat in Berlin.

Inhalts-Verzeichnis.

Seite

Vorwort zur vierten Auflage V

Inhaltsübersicht der vierten Auflage vom I. Teil des Handbuchs VII

I. Kapitel.

Ausführung der Erd- und Felsarbeiten.

Bearbeitet von L. von Willmann, o. Professor an der Technischen Hochschule zu Darmstadt unter Benutzung der von weiland Baudirektor Gustav Meyer in Osnabrück bearbeiteten 1. bis 3. Auflage dieses Kapitels.

(Mit 140 Textabbildungen und den Tafeln I bis IV.)

Einleitung 1

A. Vorbegriffe und vorbereitende Arbeiten.

§ 1. Die Erdarten 4

§ 2. Die Geräte des Erdbaues 9

1. Geräte zum Lösen und Laden des Bodens 9

2. Vorrichtungen und Geräte zur Beförderung des Bodens 13

3. Geräte für die Einebnungs- und Vollendungsarbeiten 13

§ 3. Bodenuntersuchungen 13

§ 4. Geometrische Arbeiten 16

§ 5. Vorbereitung des Baufeldes, Rodungs- und Nebenarbeiten 18

§ 6. Verwaltungsarbeiten vorbereitender Art 20

1. Einrichtung der Baustellen 20

2. Unterbringung und Versorgung der Arbeiter 21

3. Arbeitslohn und Arbeitszeit 26

B. Lösen und Laden des Bodens.

§ 7. Ordnung der Bodenarten nach Klassen, Auflockerung des Bodens 27

1. Klassenordnung unter Berücksichtigung der Arbeitszeit 28

2. Klassenordnung unter Berücksichtigung der Geräte 28

3. Die Auflockerung des gelösten Bodens 30

§ 8. Sprengarbeiten 31

§ 9. Arbeitsaufwand und Preisermittelung für die Bodengewinnung durch Handarbeit 34

§ 10. Bodengewinnung mittels Maschinen 38

1. Dem Pfluge nachgebildete Grabmaschinen (Schraper) 39

2. Die Löffel-, Stiel- oder Schaufelbagger 39

3. Die Eimerkettenbagger 41

4. Neuere Trockenbagger 43

a) Verbesserungen durch Vollhering u. Bernhardt 44

b) Zwangläufige Führung der Eimerkette 48

c) Mehrteilige Eimerleitern 49

Seite

C. Fortbewegung des Bodens.

§ 11. Übersicht verschiedener Arten der Bodenbeförderung 50
1. Das Werfen 50
2. Das Tragen 50
3. Die Beförderung in Schiffen 51
4. Die Bodenbewegung mittels Schiebkarren, Kippkarren und mit Rollwagen auf Schienengleisen 51
5. Drahtseilbahnen und Bremsberge 52
6. Bänder ohne Ende, Plattenketten, Gummitücher u. s. w. 52
7. Lauf- und Schüttrinnen 52
8. Bodenbewegung mittels Schraper 52
§ 12. Bodenbeförderung in Schiebkarren 52
1. Die Geräte 52
2. Die Anordnung der Arbeiten 56
3. Die Leistung bei Schiebkarrenbeförderung 56
4. Der Bedarf an Karren und Karrdielen 57
5. Der Bedarf an Arbeitskräften 58
§ 13. Bodenbeförderung in Kippkarren 59
1. Die Geräte 59
a) Handkippkarren 59
b) Pferdekippkarren 61
2. Die Anordnung der Arbeiten 61
3. Die Leistung bei Kippkarrenbeförderung 63
a) bei Handkippkarren 63
b) bei Pferdekippkarren 64
4. Der Bedarf an Fördergeräten 65
a) bei Handkippkarren 65
b) bei Pferdekippkarren 66
5. Der Bedarf an Arbeitskräften 66
a) bei Handkippkarren 66
b) bei Pferdekippkarren 67
§ 14. Die Geräte und Vorrichtungen zur Beförderung in Rollwagen auf Schienengleisen . . . 68
1. Die Erdwagen 68
a) Wagen mit festen Kasten 68
α. Gewöhnliche Kastenwagen 68
β. Sattelwagen 69
γ. Selbstentlader 70
δ. Bodenkipper 70
b) Kippwagen 71
α. Seitenkipper 71
β. Kippwagen mit wiegenartig unterstütztem Kasten (Muldenkipper) . 74
γ. Vorderkipper 76
δ. Universalkipper 76
ε. Rollenkipper 76
c) Die Kosten der Erdwagen 76
2. Die Lokomotiven 77
a) Dampflokomotiven 77
b) Elektrische Lokomotiven 78
3. Die Gleise, Weichen und Drehscheiben 80
a) Gleise 81
b) Weichen 82
c) Drehscheiben 84
§ 15. Anordnungen und Leistungen bei der Bodenbeförderung auf Schienengleisen 85
1. Wagenbeförderung durch Menschen 85
2. „ „ Pferde 86
3. „ „ Lokomotiven 88

Seite

§ 16. Der Bedarf an Fördergeräten und Arbeitskräften bei der Bodenbeförderung auf Schienengleisen 92
1. Der Bedarf an Wagen . . . 93
a) bei der Beförderung durch Menschen . . . 93
b) „ „ „ „ Pferde . . . 93
c) „ „ „ „ Lokomotiven . . . 93
2. Der Bedarf an Arbeitskräften . . . 94
§ 17. Einfluss der Steigungen . . . 95
§ 18. Preisermittelungen, Fördertabellen . . . 98
1. Beförderung in Schiebkarren . . . 99
2. „ „ Handkippkarren . . . 100
3. „ „ Pferdekippkarren . . . 100
4. „ „ Wagen auf Schienengleisen . . . 101
a) durch Menschen . . . 101
b) „ Pferde . . . 101
c) „ Lokomotiven . . . 102
5. Kosten des Meters Schienengleis ohne Gleisunterhaltung . . . 104
6. Preistabellen . . . 107
§ 19. Bremsberg, Seil- und Kettenaufzüge . . . 108
§ 20. Drahtseilbahnen und ähnliche Anlagen . . . 110
1. Drahtseilbahnen . . . 111
2. Stangen- oder Schwebebahnen . . . 113
3. Carson's Vorrichtung . . . 114
§ 21. Erdbewegung mittels Schraper . . . 114
a) Schleppschraper . . . 115
b) Radschraper . . . 117
c) Wagenschraper . . . 119
§ 22. Zur Wahl der Förderart . . . 119

D. Arbeitsbetriebe am Auf- und Abladeorte.

§ 23. Allgemeine Übersicht . . . 122
§ 24. Abtragsarbeiten und Arbeitsbetriebe am Aufladeorte . . . 123
1. Die Arten der Abtragsarbeiten . . . 123
a) Der Lagenbau . . . 123
b) Der Strossenbau . . . 123
c) Der Seitenbau . . . 123
d) Der Röschenbau . . . 123
e) Der Stollenbau . . . 123
2. Der Schiebkarrenbetrieb . . . 123
3. Der Hand- und Pferde-Kippkarrenbetrieb . . . 124
4. Der Betrieb bei Beförderung auf Schienengleisen . . . 124
a) Gewöhnlicher Einschnittbetrieb . . . 125
b) Englischer Einschnittbetrieb (Stollenbau) . . . 131
§ 25. Auftragsarbeiten und Arbeitsbetriebe am Abladeorte . . . 138
1. Die Arten der Dammschüttung . . . 138
a) Die Lagenschüttung . . . 138
b) Die Kopfschüttung . . . 139
c) Die Seitenschüttung . . . 139
d) Die Gerüstschüttung . . . 139
α. Feste Gerüste (amerikanische) . . . 139
β. Bewegliche Gerüste . . . 140
2. Der Schiebkarrenbetrieb . . . 141
3. Der Hand- und Pferde-Kippkarrenbetrieb . . . 141
4. Arbeitsbetriebe bei Beförderung auf Schienengleisen . . . 142
a) Anwendung der Lagen- und Seitenschüttung . . . 142
b) Anwendung der Gerüstschüttung . . . 143

Seite

α. Feste Gerüste 143
β. Bewegliche Gerüste 145
c) Anwendung der Kopfschüttung ohne Gerüste 147
α. Verwendung von Vorderkippern 147
β. Verwendung von Seitenkippern und Drehscheiben 149

E. Die Form und Herstellung der Erdkörper für Eisenbahnen, Strafsen und Kanäle. Vollendungs- und Unterhaltungsarbeiten.

§ 26. Querschnitte von Erdkörpern für Eisenbahnen 150
1. Die Neigung der Böschungen 150
2. Die Entwässerungsgräben und die Höhenlage des Planums 152
3. Die Planum- und Kronenbreite der Bahnen 152
a) Kronenbreiten der Hauptbahnen 152
b) Querschnittbeispiele für Vollbahnen 156
c) Kronenbreiten von Neben- und Kleinbahnen 157
d) Querschnittbeispiele für Nebenbahnen 158
§ 27. Querschnitte von Erdkörpern für Strafsen und Kanäle 159
§ 28. Befestigung und Entwässerung der Einschnittsböschungen 160
1. Einschnitte in Fels 161
2. Einschnitte in Kies und reinem Sande 161
3. Einschnitte in fetten Erdarten 162
a) Ableitung des Tagewassers 162
b) Schutz der Böschungen gegen das aus dem Boden vorquellende Wasser . 163
c) Schutz der Böschungen durch Bekleidung 163
α. Besamung 163
β. Rasenbekleidung 165
γ. Bepflanzung 166
δ. Einlegen von Sickerrinnen und Drainröhren 167
ε. Abpflasterungen 168
η. Besondere Bekleidungsarten 170
4. Einschnitte, die ständigem Wasser- und Wellenangriff ausgesetzt sind 170
§ 29. Die Anwendung von Bermen 171
§ 30. Das Setzen der Dämme und Vorsichtsmafsregeln bei Dammschüttungen 172
1. Das Setzen und das Sackmafs der Dämme 173
2. Vorsichtsmafsregeln bei Dammschüttungen 175
a) Einfluſs der Art des Schüttbodens 175
b) Herbeiführung künstlicher Dichtung der angeschütteten Bodenmassen . . 177
c) Einfluſs der Schüttungsart 178
§ 31. Befestigung und Entwässerung der Auftragböschungen 179
1. Aufträge aus unauflöslichen, durchlässigen Bodenarten 180
2. Aufträge aus fetten Bodenarten 181
a) Entwässerungsanlagen 181
b) Schutz der Böschungen durch Bekleidung und Bepflanzung 183
α. Besamung und Rasen 183
β. Bepflanzung 183
γ. Steinpackungen und Steinpflasterungen 183
3. Auftragböschungen, die ständigem Wasser- oder Wellenangriff ausgesetzt sind . 188
§ 32. Die Nebenanlagen, der Schutz und die Unterhaltung der Erdkörper 189

Tabellen.

Tab. I. Gewichte, Abmessungen und Preise der Werkzeuge für Erd- und Bahnbauten . . . 12
„ II. Beziehungen zwischen Vorgabe und Ladung beim Sprengen 34
„ III. Preise über Bodengewinnung und Verladung 35
„ IV. Gewinnungsfestigkeit des Gebirges in Bahneinschnitten 37
„ V. Gesamte Lösekosten 38
„ VI. Abmessungen und Preise eiserner Karren des Eisenhüttenwerkes Thale a. Harz . . 55

Seite

Tab. VII. Abmessungen, Gewichte und Preise einiger Erdbeförderungswagen von A. Koppel . 75
„ VIII. Abmessungen und Leistungen einiger Lokomotiven von Kraufs & Co. in München . 77
„ IX. Abmessungen und Leistungen elektrischer Lokomotiven von A. Koppel für Schmalspur bis zu 1000 mm Spurweite 80
„ X. Abmessungen der Holzschwellen für Arbeitsbahnen verschiedener Spurweiten . . . 82
„ XI. Leistung der Pferde beim Ziehen der Erdwagen auf Schienengleisen 86
„ XII. Einfluss der Steigungen auf die Förderweite 98
„ XIII. Preise für die Beförderung in Schiebkarren 99
„ XIV. Preise für die Beförderung in Handkippkarren 100
„ XV. Preise für die Beförderung in Pferdekippkarren 101
„ XVI. Kosten der Beförderung auf Schienengleisen f. d. cbm Boden in Pfennigen 104
„ XVII. Preise für die Beförderung auf Schienengleisen 106
„ XVIII. Bei verschiedenen Bauausführungen gezahlte Förderpreise f. d. cbm in Pfennigen . . 107
„ XIX. Leistungen und Kosten des englischen Einschnittsbetriebes am Einschnitt bei Gastorf . 135
„ XX. Ersparnis durch den englischen Einschnittsbetrieb auf 100 m Länge in Mark 138

Literatur.

I. Allgemeines:
a) Einzelwerke und Druckhefte 190
b) Abhandlungen in Zeitschriften 190

II. Lösen, Laden und Fortbewegen des Bodens. Kosten:
a) Einzelwerke und Druckhefte 191
b) Abhandlungen in Zeitschriften 191
1. Bodenlösung und Sprengarbeiten 191
2. Trockenbagger und Schraper 191
3. Erdfördergefäfse und ihre Beförderung 193
4. Berechnung und Kosten der Erdbeförderung 194

III. Einschnitte und Dammbauten und ihre Böschungen:
1. Herstellung der Einschnitte und Dammschüttungen 194
2. Herstellung und Schutz der Böschungen 195

II. Kapitel.

Erdrutschungen.

Neu bearbeitet von H. Wegele, o. Professor an der Technischen Hochschule zu Darmstadt, Königl. Preufs. Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor a. D., unter Benutzung der von weiland Baudirektor Gustav Meyer in Osnabrück bearbeiteten 1. bis 3. Auflage dieses Kapitels.

(Mit 73 Textabbildungen und den Tafeln V bis VIII.)

Einleitung 196
§ 1. Kräfte und Widerstände. Lagerungs- und Schichtungsverhältnisse. Ursachen und Veranlassungen zu Bodenbewegungen 197
1. Kräfte und Widerstände 197
2. Lagerungs- und Schichtungsverhältnisse 199
3. Ursachen und Veranlassungen zu Bodenbewegungen 199
§ 2. Die natürlichen Ursachen der Bodenbewegungen 200
1. Wirkung des Wassers und der Luft 200
a) Die oberirdische Tätigkeit des Wassers in Verbindung mit Luft und Wärme 200
α. Die Verwitterung. Schuttbewegungen. Bergstürze 200
β. Die mechanische Tätigkeit des fliefsenden Wassers und des Meeres 202
b) Die unterirdische Tätigkeit des Wassers 204
Höhlenbildungen. Blähungen. Rutschungen auf Gleitschichten und aufsteigende Bewegungen 205
c) Dauer und Umfang der unter a) und b) erwähnten Bodenbewegungen . . 206
d) Tätigkeit des Wassers in Form von Schnee und Eis 207
2. Die Wirkung des Windes. Dünenbildung und Wanderung 207

Seite

3. Einwirkung der vulkanischen Ausbruchstätigkeit und die Bewegungen der Erdrinde 207
a) Vulkane 207
b) Erdbeben 208
c) Hebungen und Senkungen 209
§ 3. Durch die Tätigkeit des Menschen herbeigeführte Veranlassungen zu Erdbewegungen . . 209
1. Durch Kunstbauten und gewerbliche Anlagen auf der Erdoberfläche 209
2. Durch unterirdische Bauten 210
a) Bodensenkungen veranlafst durch den Bergbau. Beispiele 210
b) Wiederherstellungsarbeiten und Vorbeugungsmafsregeln bei Hoch- und Brückenbauten 211
c) Tunnelbrüche 213
§ 4. Erdrutschungen im engeren Sinn 213
1. Rutschungen des gewachsenen Bodens auf vorhandenen Gleitflächen 213
a) Schichtflächen 213
b) Absonderungsflächen 214
c) Bruchflächen 214
2. Rutschungen infolge Verminderung des Zusammenhalts 214
3. Einschnitt- und Dammrutschungen im allgemeinen 216
4. Mafsnahmen gegen Rutschungen im allgemeinen. Vorerhebungen 217
§ 5. Einschnittrutschungen auf Gleitflächen 219
I. Lage der Gleitschichten 219
II. Gegenmafsnahmen gegen Rutschungen an Einschnitten 222
A. Verminderung der bewegenden Kraft durch Entlastung der Rutschfläche 223
B. Vermehrung der Bewegungswiderstände 224
1. Vermehrung der Reibungswiderstände 224
a) Durch Beseitigung der Gleitschichten 224
b) Durch Anheften 225
c) Durch Entwässerungsanlagen 225
α. Die Lage der Entwässerungsanlagen 225
β. Die Anordnung der Entwässerungsanlagen im einzelnen. Drainröhren, Sickerkanäle, Sickerschlitze, Entwässerungsstollen und Schächte . . 226
2. Vermehrung der äufseren Widerstände durch Stützung 230
a) Erdpackungen 230
b) Erdpfeiler 230
c) Steinrippen 230
d) Stütz- und Futtermauern. Überwölbung 232
§ 6. Einschnittrutschungen infolge Verminderung des Zusammenhalts 234
1. Rutschungen infolge Erweichung des Böschungsfufses im Bahngraben 234
2. Das Auftreiben der Einschnittsohle 235
3. Ein- und Abstürze der Böschungen 235
§ 7. Beispiele von Einschnittrutschungen 237
1. Rutschung beim Bau der Gebirgsstrecke der westfälischen Eisenbahn 237
2. Rutschungen auf der Berlin-Coblenzer Eisenbahn 238
a) Rutschung im Leimsfelder Einschnitt 238
b) „ „ Einschnitt an der Roten Mühle 238
c) „ „ „ „ „ Kunstmühle 239
3. Rutschungen an Einschnitten der Bebra-Hanauer Eisenbahn 240
a) Rutschung im nördlichen Teil des Einschnittes am Binz 241
b) „ „ südlichen „ „ „ „ „ 242
c) „ „ Doppeleinschnitt am Nirgelsberge 242
d) „ „ Einschnitt für den Bahnhof Elm 243
e) „ „ „ am Ziegenberge 244
4. Rutschungen auf der ungarischen Nordostbahn 246
5. Erdrutschungen an den sizilianischen Eisenbahnen 247
6. Rutschungen an den Böschungen der Einschnitte und Aufträge der Paris Lyon-Mittelmeer-Eisenbahn 249

Seite

7. Rutschung in dem Tunnel-Voreinschnitt bei Bréval auf der Eisenbahn von Paris nach Cherbourg 249
8. Die Abrutschung beim Fort de l'Écluse auf der Linie Genf-Macon der Paris-Mittelmeer-Eisenbahn 250
9. Einschnittsicherung der Orleansbahn bei Paris 251
10. Rutschungen auf der Bahnstrecke von Toul nach Pont St. Vincent 252
11. Einschnittrutschungen beim Kaiser Wilhelm-Kanal 252

§ 8. Dammrutschung auf geneigter Bodenoberfläche und auf unterirdischen Gleitflächen . . . 253
1. Gegenmafsnahmen bei Dammrutschungen auf geneigter Bodenoberfläche durch Vermehrung der Widerstände und zwar durch:
a) Umformen der Bodenoberfläche 253
b) Entwässerung des Bodens 253
c) Stützen des Dammes 255
d) Herstellung von Kunstbauten an Stelle der Dämme 256
2. Rutschungen des gewachsenen Bodens mit dem auf ihm aufgeschütteten Damme 256
a) Ursachen 256
b) Gegenmafsnahmen 258
α. Umformen der Bodenoberfläche 258
β. Entwässerung 258
γ. Festnageln der beweglichen Schichten 259
δ. Stützen des unteren Dammfufses 259
ε. Ersetzung des Dammes durch einen Brückenzug 260

§ 9. Rutschungen des Dammbodens selbst infolge Verminderung des Zusammenhalts und auf inneren Gleitflächen 260
1. Ursachen 260
2. Gegenmafsnahmen 261
a) Beseitigung und Umbildung des mangelhaften Schüttbodens 261
b) Entwässerung des Schüttbodens 262
c) Herstellung äufserer Widerstände 266
d) Schutz der Böschungen und der Krone 266

§ 10. Dammbewegungen auf nachgiebigem Untergrunde, insbesondere auf Moorboden. Gegenmafsnahmen 266
A. Dämme auf nachgiebigem Untergrund aus festeren Bodenarten 266
B. Dämme auf wasserhaltigen Bodenarten 267
1. Dämme auf Moor und Torf 267
a) Beseitigung des Moor- und Torfbodens 268
b) Herstellung der Dammschüttung, Gegenmafsnahmen gegen Rutschungen . 269
α. Herstellung schwimmender Dämme 269
β. Wahl der Dammhöhe, Verbreiterung der Dämme. Art des Schüttbodens 270
γ. Absonderung und Dichtung des Dammlagers. Torfauskofferung . . 270
c) Torfschutzstreifen 271
d) Beispiele für Dammherstellungen auf Moorboden 272
2. Rutschungen bei Aufträgen auf Seeschlamm 273

§ 11. Beispiele von Dammrutschungen 274
1. Rutschungen an der Berlin-Coblenzer Eisenbahn 274
a) Dammrutschung an der Rhunebrücke 274
b) Rutschung des Leimsfelder Dammes 274
2. Dammrutschungen an der Bebra-Hanauer Eisenbahn 275
a) Dammrutschung im Heinbachtal 275
b) „ am Bahnhof Schlüchtern 276
3. Dammrutschung bei Ronheide auf der Bahn von Aachen nach Lüttich 278
4. „ auf der Eisenbahn von Wiesbaden nach Niedernhausen . . . 278
5. „ „ „ ungarischen Nordostbahn 279
6. Rutschung des Freithumer Dammes der ungarischen Ostbahn 280
7. Dammrutschung an einer südungarischen Eisenbahnstrecke 281

Seite

8. Dammrutschung auf der Strecke Linz-Budweis der Kaiserin Elisabeth-Bahn . . 282
9. „ „ „ Dux-Bodenbacher Eisenbahn in Böhmen 283
10. „ bei Villnachern auf der Bötzbergbahn (Basel-Brugg) 284
11. „ der Orleansbahn 284
12. „ auf der Posen-Kreuzburger Eisenbahn 284
13. Rutschungen an französischen Staudämmen 285
a) bei Cercey am Kanal von Bourgogne 285
b) bei Torcy am Canal du centre 286
14. Dammrutschungen beim Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals 287

§ 12. Unterhaltung und Beobachtung gefährdeter Stellen 287

Literatur.

I. Geologisches:
a) Lehrbücher 289
b) Einzelwerke und Druckhefte 290
c) Abhandlungen in Zeitschriften 290

II. Allgemeines über Erdrutschungen:
a) Einzelwerke und Druckhefte 290
b) Abhandlungen in Zeitschriften 291

III. Einschnittrutschungen (zu § 5 bis 7):
a) Einzelwerke und Druckhefte 292
b) Abhandlungen in Zeitschriften 292

IV. Dammrutschungen (zu § 8 bis 11):
a) Einzelwerke und Druckhefte 292
b) Abhandlungen in Zeitschriften 292

III. Kapitel.

Stütz- und Futtermauern.

Bearbeitet von E. Häseler, Geheimer Hofrat, o. Professor an der Technischen Hochschule in Braunschweig.

(Mit 85 Textabbildungen und den Tafeln IX bis XII.)

Abschnitt I.

Erddruck nach der Lehre vom Erdprisma des gröfsten Druckes.

§ 1. Allgemeines 294
§ 2. Erddruck bei ebener Stützwand und Oberfläche des gestützten Erdkörpers 295
§ 3. Ermittelung der Bruchfuge bei ebener Wand und Oberfläche des gestützten Erdkörpers . 297
§ 4. Verteilung des Erddruckes über die Wandfläche 300
§ 5. Erddruck bei ebener Stützwand und gebrochenem Gelände 301
§ 6. Druck eines belasteten Erdkörpers 302
§ 7. Erddruck auf unterschnittene und gekrümmte Stützwände 304
§ 8. Formeln für den Erddruck 306
§ 9. Richtung des Erddruckes gegen eine Stützwand 308
§ 10. Angriffspunkt des Erddruckes 313

Abschnitt II.

Druck im unendlichen Erdkörper.

§ 11. Gleichgewicht eines würfelförmigen Erdteilchens, dessen Aufsenflächen nur Normalpressungen ausgesetzt sind 314
§ 12. Die Hauptdrücke 315
§ 13. Druck im unendlichen Erdkörper in beliebiger Richtung 317
§ 14. Druck eines Dammkörpers von trapezförmigem Querschnitt auf eine beliebige Ebene . . 319
§ 15. Der gleichwertige Erdkörper 326

Seite

Abschnitt III.

Mittellinie des Druckes für Stütz- und Futtermauern, Kaimauern und Talsperren (Staumauern, Sperrmauern).

§ 16. Allgemeines 330
§ 17 Rechnerische Bestimmung der Mittellinie des Druckes 330
§ 18. Zeichnerische Ermittelung der Mittellinie des Druckes 331

Abschnitt IV.

Standsicherheit der Stütz- und Futtermauern.

§ 19. Verteilung des Druckes über die Lagerfugen 336
§ 20. Bedingungen für die Standsicherheit einer Stützmauer 339
§ 21. Abmessungen einer Stützmauer, wenn die Mittellinie des Druckes durch das vordere Drittel der Grundlinie gehen soll 341
§ 22. Abmessungen einer Stützmauer unter Zugrundelegung der zulässigen Druckspannung des Mauerwerks 342
§ 23. Vergleich einiger trapezförmiger Stützmauerquerschnitte 344
§ 24. Zweckmäfsige Anordnung des Querschnittes einer Stütz- oder Futtermauer 347
§ 25. Bedarf an Mauerwerk für unterschnittene Stützmauern 351
§ 26. „ „ „ „ Stützmauern mit überschütteter Krone 353
§ 27. Anordnung der Lagerfugen einer Stütz- oder Futtermauer 355
§ 28. Abmessungen der ebenen Stützmauern mit Strebepfeilern 356
§ 29. „ „ Stützmauern mit stehenden Gewölben zwischen den Strebepfeilern . . 362
§ 30. „ „ Kaimauern 364
§ 31. „ „ Futtermauern im Vergleich zu denen der Stützmauern 366

Abschnitt V.

Standsicherheit der Talsperren.

§ 32. Standsicherheit der Talsperren von dreieckigem Querschnitt 367
§ 33. Abmessungen „ „ „ trapezförmigem Querschnitt 372

Abschnitt VI.

Ausführung der Stütz- und Futtermauern, sowie der Talsperren.

§ 34. Mauerwerk und Bauausführung der Stütz- und Futtermauern 373
§ 35. Mitteilungen über einige ausgeführte Stütz- und Futtermauern 376
1. Stütz- und Futtermauern der österreichischen Staatsbahn 376
2. „ „ „ „ Gotthardbahn 377
3. Stützmauer mit Absätzen an der Hinterseite 377
4. Englische Stützmauer 378
5. Unterschnittene Stützmauer mit starkem Anzuge in dem unteren Teile 378
6. Wege-Unterführung mit Durchlafs in der Bahnlinie Wittenberge-Geestemünde . 378
7. Stütz- und Futtermauern der Moselbahn 380
8. Stützmauer im Einschnitt bei Blisworth der London-Birminghamer Eisenbahn . 381
9. Futtermauern der unterirdischen Eisenbahn zu London 381
10. Stützmauern mit Strebepfeilern und stehenden Gewölben bei Bahnhof Malsfeld 381
11. Stützmauer der Villa Henschel in Kassel 384
12. „ an der Hochstrafse bei Bahnhof Gesundbrunnen bei Berlin . . . 335
13. „ mit Strebepfeilern in der Great Western-Bahn 385
14. Hollsteins offene patentierte Stützmauer 386
15 Stützmauern aus Eisenbeton 387
I. Winkelförmige Stützmauern der Bauart Monier 387
a) Berechnung der winkelförmigen Stützmauern 388
b) Berechnung der Mauerdicke und der Spannungen im Beton und Eisen 388
II. Stützmauern in ⊥-Form der Bauart Hennebique 391
16. Kaimauer am neuen Winterhafen in Dresden-Friedrichstadt 392
17. „ im Hafen zu Breslau 392
18. Hafenmauer zu Geestemünde 393

Seite

19. Kaimauer auf schlechtem Untergrunde zu Rotterdam 394
20. „ am Sandtorhafen in Hamburg 394
21. „ der Stoboross-Docks zu Glasgow 396
22. „ zu Chalons an der Saone 396

§ 36. Ausführung der Mauern für Talsperren 397

§ 37. Vergleich einiger Talsperrenquerschnitte hinsichtlich des Materialaufwandes und der stärksten Kantenpressung 401

Tabellen.

Tab. I. Verhältniszahlen des Erddruckes 307
„ II. „ $\frac{D}{\gamma h^2}$ für $\varphi = 33°$ 307
„ III. „ $\frac{D}{\gamma h^2}$ für geneigte Oberfläche der Überschüttung 308
„ IV. Natürliche Böschungswinkel verschiedener Erdarten 308
„ V. Druckfestigkeit einiger Mauer- und Mörtelarten 340
„ VI. Vergleich einiger trapezförmiger Stützmauerquerschnitte unter Annahme von $\varphi = 33°$ 348
„ VII. Berechnung des Beiwertes ζ für einige Böschungsverhältnisse 350
„ VIII. Den Werten ζ entsprechende Standmomente 351
„ IX. Verhältnis des Rauminhaltes unterschnittener zu nicht unterschnittenen Stützmauern . 352
„ X. Abmessungen und Beanspruchungen einiger trapezförmiger Kaimauer-Querschnitte unter Annahme von $\varphi = 20°$ 366
„ XI. Abmessungen der Talsperren mit trapezförmigem Querschnitt 372
„ XII. Kronenstärken von Stützmauern mit Erdhinterfüllung bei der österr. Staatsbahn . . 376
„ XIII. „ der „ ohne Überschüttung von der Gotthardbahn . . . 377
„ XIV. „ „ „ mit „ „ „ „ . . . 377
„ XV. Festigkeit des Trafsmörtels bei Erhärtung unter Wasser 400
„ XVI. „ „ „ „ „ an feuchter Luft 400
„ XVII. Zugfestigkeit des Zementkalkmörtels 400
„ XVIII. Zusammenstellung der Grundrifshalbmesser einiger Talsperren 400
„ XIX. Vergleichende Zusammenstellung einiger Talsperren-Querschnitte 402

Literatur.

I. Selbständige Werke und Druckhefte:
a) Theorie des Erddruckes 403
b) Anwendung der Theorien und die Standsicherheit der Stützmauern und Talsperren . . 403
c) Ausführung von Stützmauern und Talsperren 403

II. Zeitschriften-Literatur:
a) Theorie des Erddruckes 403
b) Anwendung der Theorien und die Standsicherheit der Stützmauern und Talsperren . . 404
c) Ausführung von Stützmauern und Talsperren 405
d) Stützmauern aus Beton und Eisen 406
α. Theorie der Eisen-Betonkonstruktionen 406
β. Ausgeführte Konstruktionen 407

Sachverzeichnis 408
Berichtigungen 414

Atlas von 12 Tafeln nebst Inhaltsverzeichnis.

I. Kapitel.

Ausführung der Erd- und Felsarbeiten.

Bearbeitet von

L. von Willmann,

Professor an der Technischen Hochschule in Darmstadt,

unter Benutzung der von weiland Baudirektor Gustav Meyer in Osnabrück bearbeiteten 1. bis 3. Aufl. dieses Kapitels.

(Mit Tafel I bis IV und 140 Textabbildungen.)

Einleitung. Als Gegenstände des Erdbaues sind alle Arbeiten zu bezeichnen, durch welche entweder ein Ausschachten, Einschneiden, Ausgraben, Anschneiden und Abtragen, oder ein Ablagern, Anschütten und Auftragen von Bodenmassen erfolgt. Im wesentlichen lassen sich also Einschnitt- oder Abtragsarbeiten und Anschüttungs- oder Auftragsarbeiten unterscheiden.

Wenn diese beiden Betätigungen des Erdbaues auch seit den ältesten Zeiten für die mannigfaltigsten Zwecke zur Ausführung gekommen sind, so haben doch erst die ausgedehnten Eisenbahnbauten des vorigen Jahrhunderts, wie auf alle Zweige des Bauwesens, so auch auf die Entwickelung des Erdbaues, und zwar hier in ganz besonders hervorragender Weise, fördernd und anregend eingewirkt. Der Eisenbahn-Ingenieur wurde vielfach vor neue Aufgaben gestellt, deren Lösung nicht nur in der Herstellung bedeutender Erdwerke an sich, sondern häufig noch mehr in der schnellen und wirtschaftlich günstigen Ausführung gipfelte, weil die meisten Eisenbahnen als Privatunternehmungen entstanden sind und die betreffenden Gesellschaften ein besonderes Gewicht darauf legten, den Betrieb rasch zu eröffnen, um möglichst bald zum Genuſs der zu erwartenden Rente zu gelangen.

Die Zeiten angestrengten, oft sich überhastenden Eisenbahnbaues scheinen nach Vollendung der groſsen Netze von Hauptbahnen — wenigstens in den europäischen Kulturstaaten — ihr Ende erreicht zu haben, denn der übrig gebliebene Ausbau der Nebenbahnen und Kleinbahnen vollzieht sich in ruhigem Verlauf der Bautätigkeit ohne auſserordentliche Anstrengungen. Dagegen hat in neuester Zeit die Tätigkeit auf dem Gebiete des Wasserbaues, durch Kanal- und Hafenbauten, einen Aufschwung genommen, der auf die durch den Eisenbahnbau eingeleitete Ausbildung des Erdbaues gleichfalls ungemein fördernd eingewirkt hat.

Im allgemeinen ergeben sich die für Anlagen des Verkehrs erforderlich werdenden Erdarbeiten als die umfangreichsten, und untersucht man bei den drei Arten der künstlichen Verkehrswege, den Eisenbahnen, Straſsen und Kanälen, in welcher Weise,

ihrer Anlage und Bestimmung entsprechend, die Erdarbeiten nach Verteilung und Verbauung der Massen sich gestalten, so zeigen sich wesentliche Unterschiede, auf die hier kurz hingewiesen werden mag.

Bei Eisenbahnen ist es zur Einrichtung und Aufrechterhaltung eines regelmäfsigen, lohnenden Betriebes erforderlich, dafs in den Neigungs- und Krümmungsverhältnissen bestimmte Grenzen nicht überschritten werden, welche bei Hauptbahnen je nach der Eigenart der von der Bahn durchschnittenen Gegend und je nach der Leistungsfähigkeit der einzuführenden Betriebsmittel zwar verschieden sind, im allgemeinen aber doch so eng gezogen werden, wie es in den gegebenen Fällen ohne Aufwendung aufserordentlich hoher Baukosten möglich erscheint. Im Flachlande liegen die Verhältnisse oft so günstig, dafs zur Herstellung des Bahnunterbaues nennenswerte Erdarbeiten überhaupt nicht nötig werden; oft aber, namentlich in Küstengegenden und Flufsniederungen, verlangen die Wasserverhältnisse den Bau langgestreckter, durch Bodenerhebungen nicht unterbrochener Dämme. In den weitaus meisten Fällen jedoch, in schwach welligem Gelände sowohl, wie im Hügel- und Gebirgslande, bedingt die Ausgleichung der Unebenheiten des natürlichen Bodens eine Aufeinanderfolge von Abträgen und Aufschüttungen, die je nach der Gestaltung der Bodenoberfläche mehr oder weniger bedeutende Erdarbeiten erheischen. Ist nun die Richtung der Bahn festgelegt, so werden die zu bewegenden Erdmassen am geringsten, wenn die Höhenlage der Bahn so bestimmt wird, dafs der Inhalt der planmäfsigen Abträge demjenigen der Aufträge entspricht, also sämtliche Abtragsmassen zur Bildung der planmäfsigen Aufträge verwandt werden können. Das führt, wenn man von den Bahnanschnitten, bei denen die Querprofile teils im Abtrage, teils im Auftrage liegen, und von etwaigen zur Seite der Bahn notwendig werdenden Anlagen absieht, zu einer Beförderung sämtlicher Massen in der Längenrichtung der Bahn. Die vollständige Durchführung dieser Massenverteilung ist aber nicht immer statthaft und zweckmäfsig. Ist die Beförderungsweite sehr grofs, so kann eine vergleichende Kostenberechnung ergeben, dafs es billiger wird, einen Teil der Einschnittmassen zur Seite des Einschnittes auszusetzen und die entsprechende, dann an den Aufträgen fehlende Erdmasse seitlich des Bahnkörpers zu entnehmen. Oft macht seine eigene Beschaffenheit den Abtragboden zur Anschüttung von Dämmen ungeeignet, so dafs aus Zweckmäfsigkeits- und Sicherheitsgründen das Aussetzen des unbrauchbaren Bodens geboten wird. Oft auch erscheint es angezeigt, zur Beschleunigung der Arbeiten einen Einschnitt an mehreren Stellen in Angriff zu nehmen und einen Teil der gewonnenen Massen aufserhalb des Bahnkörpers abzulagern.

Das Gewinnen und Verladen der Massen in dem verhältnismäfsig schmalen Arbeitsfelde eines Bahneinschnittes und ebenso das Entleeren der Fördergefäfse an den Abladestellen erschwerten bei den früheren Verfahrungsweisen den raschen Fortgang der Massenförderung in hohem Grade, so dafs zur schnellen Ausführung umfangreicher Erdarbeiten gern zu den bequemen Hilfsmitteln der Seitenentnahmen und Seitenablagerungen gegriffen wurde. Mit den jetzigen verbesserten Ausführungsarten des Einschnittbetriebes, der Beförderung und der Verbauung der Erdmassen ist die Leistungsfähigkeit gegen früher wesentlich erhöht, da sie den Ausgleich der Auf- und Abtragmassen in der Längenrichtung der Bahn, also diejenige Art der Massenverteilung erleichtern, welche beim Eisenbahnbau die Regel zu bilden hat.

Beim Strafsenbau werden zur Herstellung der Erdkörper erheblich geringere Arbeiten erforderlich, weil die Landstrafse bei weitem stärkere Steigungen und schärfere Krümmungen verträgt, als die Eisenbahn und deshalb den Unebenheiten des Geländes

sich mehr anschmiegen läfst. Umfangreiche Erdarbeiten, wie sie bei Eisenbahnbauten häufig vorkommen, lassen sich hier fast immer vermeiden. Bodensenkungen und Erhebungen, welche sich quer zur Strafsenrichtung hinziehen, erfordern wohl vollständige, d. h. in ganzer Breite des Strafsenkörpers sich erstreckende Dämme und Einschnitte; da aber im Hügel- und Gebirgslande die Richtungslinie meist so gewählt wird, dafs die Mitte der Strafse annähernd in Höhe der Bodenoberfläche zu liegen kommt, so zeigen die Querschnitte in der Regel nach der Bergseite Anschnitte, nach der Talseite Aufträge und der Ausgleich der Massen erfolgt quer zur Längenrichtung der Strafse. Erdbeförderungen auf gröfsere Entfernungen sind daher Ausnahmen. Hierin und durch den geringeren Umfang der zu bewegenden Massen unterscheiden sich die Erdarbeiten für Strafsen von denen für Eisenbahnen. Zwar fehlt es auch dem Strafsenbau nicht an grofsartigen Werken, die wegen der Kühnheit des Entwurfs und der Ausführung zu einer Zeit, als den Ingenieuren noch nicht die heutigen Hilfsmittel zu Gebote standen, unsere Bewunderung erregen. Solche mit grofsem Aufwande an Arbeit und Kosten hergestellte und durch Kunstbauten hervorragende Werke bieten aber, mit Ausnahme der Felsarbeiten, für den Erdbau wenig Bemerkenswertes.

Die Kanäle für Binnenschiffahrt mit ihrer Aufeinanderfolge von wagerechten, durch Schleusen oder Hebevorrichtungen miteinander verbundenen Strecken, zeigen meist eine solche Höhenlage zur Bodenoberfläche, dafs der Inhalt des in den Boden eingeschnittenen Teiles des Kanalbettes den Inhalt der Seitendämme und etwaiger anderer Aufschüttungen deckt, der Ausgleich des Auf- und Abtrages also durch Querbewegung der Massen erfolgen kann. In unregelmäfsig gestaltetem Gelände ist solcher Ausgleich nicht immer durchführbar; Bodensenkungen und Erhebungen machen dann stellenweise die Verlegung des Kanalbettes ganz im Auftrag bezw. Abtrag notwendig und geben damit Veranlassung zu einer Längsbewegung der Erdmassen. Solche Fälle gehören aber hier zu den Ausnahmen; in der Regel beschränkt sich die Erdförderung auf die Querbewegung der Massen bei geringer Förderweite.

Bei den grofsen Kanälen für Seeschiffe, wie sie in neuerer Zeit gebaut wurden, liegen die Verhältnisse anders. Die grofsen Wassertiefen dieser Kanäle von 8 **m** und mehr, sowie ihre Breitenausdehnungen, machen Einschnitte nötig, deren Massen nur zu einem geringen Teile Verwendung zu Aufträgen für den Kanalkörper finden und deshalb seitlich abgelagert werden müssen. Bei dem 98,85 **km** langen Kaiser Wilhelm-Kanal haben die geförderten Erdmassen etwa 76 Millionen **cbm** betragen, von denen ein erheblicher Teil aus dem 12 **km** langen Einschnitte zu entnehmen war, der in die bis zu 24 **m** hohe Wasserscheide zwischen Elbe und Eider gemacht werden mufste. Die Gewinnung und Verladung solcher gewaltigen Einschnittmassen haben zur Vervollkommnung eines Maschinenbetriebs geführt, der, in seinen Anfängen mehrere Jahre zurückliegend, in grofsem Mafsstabe zuerst am Suez-Kanal (1863), später bei den neueren Kanälen und anderen Bauten besonders dann Anwendung gefunden hat, wenn die zu fördernden Massen aus leicht lösbarem Boden bestanden. Die bei derartigen Betrieben benutzten Grabemaschinen laden den Erdboden entweder unmittelbar zur Seite ab oder schaffen ihn in die zur Weiterbeförderung bestimmten Geräte.

Es ist schon darauf hingewiesen, von welch grofsem Einflufs, sowohl auf das Gewinnen der Bodenmassen, als auf die Anordnungen zu ihrer Verladung und Verbauung der Umstand ist, ob die Arbeiten in beengtem Raume auszuführen sind oder ob die Arbeitsstellen über gröfsere Flächen ausgedehnt werden können, so dafs das Mafs der Leistung von der Zahl der Angriffspunkte abhängig ist. Wo in dieser Beziehung

keine Beschränkungen stattfanden, wo ferner Fähigkeit und Geldmittel die Einrichtung eines gut geregelten Betriebes möglich machten, sind mit den neueren Ausführungsweisen der Erdförderung Ergebnisse erzielt worden, welche die Leistungen früherer Jahre weit überragen.

An die Erd- und Felsarbeiten der den Verkehrszwecken dienenden Anlagen reihen sich solche für Festungsbauten, für Landeskulturen, zur Beseitigung des Abraums über Erzlagerstätten, Kohlengruben, Steinbrüchen, zur Aushebung ausgedehnter Baugruben u. dergl. mehr, Arbeiten, welche oft einen bedeutenden Umfang annehmen, aber selten durch die Art ihrer Anordnung und Ausführung bemerkenswert erscheinen. Erwähnt zu werden verdienen nur noch die Schüttungen von Felsmassen, wie solche an einigen Sicherheitshäfen der englischen Küste zu Wellenbrechern ausgeführt sind. Für diese mächtigen, mehrere Kilometer weit in das Meer sich erstreckenden Dämme hat man die aus Steinbrüchen an der nächsten Küste gebrochenen Felsmassen entweder mit Schiffen oder in Rollwagen auf Arbeitsgleisen nach den Verwendungsstellen gefahren und frei ins Meer verstürzt. Ein lehrreiches Beispiel letzterer Art der Ausführung liefert der Wellenbrecher von Holyhead (vergl. § 25 unter 4. b).

A. Vorbegriffe und vorbereitende Arbeiten.

§ 1. Die Erdarten. Unter den Einwirkungen des Wassers und der Luft vollziehen sich, wie dies im § 2 des II. Kapitels dieses Bandes näher erörtert wird, an den festen Gebilden der Erdoberfläche fortwährend Veränderungen der verschiedensten Art. Die Gesteinsmassen werden an ihrer Oberfläche chemisch zersetzt, mechanisch angegriffen und in den gelösten Teilen fortbewegt, nach dem Grade ihrer Löslichkeit, nach dem Gewicht und nach anderen Bedingungen geschieden und in neuer Ordnung wieder abgelagert oder abgesetzt. Mit den auf solche Weise entstandenen Bodenarten, mögen sie als geschlossene Massen, in dünnen Schichten oder in Spaltenausfüllungen und Nestern zwischen festeren Gesteinen auftreten, hat der Erdbau in erster Linie zu tun, nicht nur wenn Mafsregeln zur Vermeidung von Rutschungen (s. Kap. II dieses Bandes) zu treffen sind, sondern auch, wenn es sich um Abtragsarbeiten oder Aufschüttungen handelt. Es mögen daher im Nachstehenden, zunächst von den verschiedenen Felsarten absehend, die Eigenschaften und das Vorkommen dieser weicheren Bodenarten kurz behandelt werden. Ihre wichtigsten Bestandteile sind die Ton-, Kalk- und Kieselerden in verschiedenen Abarten, Verbindungen und Formen, daneben die aus der Zersetzung organischer Stoffe entstandenen und selbst noch organisches Leben aufweisenden Humus-, Moor- und Torfarten.

1. **Der Ton** mit seinen Verbindungen nimmt bei diesen Betrachtungen von allen Bodenarten den ersten Platz ein, sowohl wegen seines häufigen Vorkommens, als auch wegen seines Verhaltens gegen äufsere Einflüsse.

Nach seiner chemischen Zusammensetzung ist der Ton eine Verbindung von kieselsaurer Tonerde und Wasser. Er findet sich am reinsten als Kaolin (Porzellanerde), dann als Pfeifen- und Töpferton. Abarten entstehen durch kohlensauren Kalk, Eisenoxydul, Schwefeleisen, Manganerze, Magnesia, Kali, Sand und organische Stoffe, die teils chemische Verbindungen mit der Tonerde eingehen, teils nur mechanisch beigemengt sind.

Er ist eines der letzten Zersetzungsprodukte aller tonerdehaltenden Silikate und Silikatgesteine, hauptsächlich der krystallinischen feldspatreichen Schiefergesteine, bildet

aber auch den Hauptbestandteil der aus manchen Eruptionsgesteinen, wie Porphyr und Trachyt, entstandenen Erdarten, und ist den meisten Zersetzungsprodukten wenigstens beigemengt. Granit, Gneis und Glimmerschiefer liefern bei der Verwitterung ebenfalls meist Ton, bezw. Lehm; Kalkglimmerschiefer ergibt Mergel.

Die Zersetzung der von dem Gestein gelösten Teile vollzieht sich oft erst im Laufe geraumer Zeit und nicht gleichmäfsig, weshalb vielfach nicht verwitterte Trümmer der ursprünglichen Felsart vollständig zersetzten Massen beigemengt sind und diese im Laufe der weiteren Zersetzung abermals verändern. So wird der in kohlensäurehaltendem Wasser lösliche Kalk fortgeführt, an Sand und Gerölleschichten abgesetzt oder Tonlagen zugeführt, und veranlafst hier Mergelbildungen. Durch Schlemmung werden die Gemengeteile mechanisch getrennt, die leicht beweglichen Tonteile weit von ihrem Ursprunge abgesetzt und die schweren Beimischungen, wie Quarz und Eisenoxyd, in der Nähe der verwitterten Felsen mit dem zurückgebliebenen Ton zu Lehm verbunden. Derartige Umwandlungen erklären neben der Entstehungsart des Tones die Unzahl seiner Abarten, seiner Verbindungen und Beimengungen.

Der Ton ist in der Regel um so fester und um so feiner geschichtet, je älter er ist. Trocken ist er zerreibbar, in feuchtem Zustande geschmeidig und fühlt sich dann fettig an. Er hat das Vermögen, einen grofsen Prozentsatz Wasser in sich aufzunehmen und dann festzuhalten, wodurch er undurchlässig wird. In das Innere der gewachsenen Tonschichten dringt daher das Wasser nicht ein; es hat aber die Wirkung, den Ton in seiner Oberfläche langsam zu lösen, zu erweichen und schlüpfrig zu machen. Durch Zerteilung im Wasser bildet er sich zu einer fettigen zähen Masse, die form- und knetbar und als Dichtungsmittel gegen Wasser verwendbar ist. Beim Trocknen vermindert der Ton sein Volumen, er schwindet, und da die Wirkung des Austrocknens zunächst an der Oberfläche sich geltend macht, ohne dafs die tiefer liegenden, noch feuchten Massenteile der Volumenabnahme folgen können, so entstehen an der Oberfläche leicht Risse und Sprünge, auch schalenförmige Abblätterungen und zwar um so eher, je fetter er ist. Frost macht die Oberfläche des feuchten Tones infolge der Ausdehnung des gefrierenden Wassers bröckelig.

Abgesehen von dem sehr reinen, durch blofse Verwitterung entstandenen Kaolin haben die meisten Tonarten auf dem Wege nach ihren Ablagerungsstellen fremde Stoffe aufgenommen, welche die natürliche helle Farbe und oft auch das Gefüge verändert haben. Die dunkle Farbe rührt meist von organischen Beimengungen, namentlich verkohlten Pflanzenresten her, welche auch den eigentümlichen Geruch des Tones veranlassen.

Eisenverbindungen geben dem Ton die braune und rotbraune Farbe. Eisenschüssige Tone enthalten vielfach neben dem chemisch gebundenen Eisen mechanische Beimengungen von Eisenoxyd. Andere häufig sich findende Beimengungen sind Feldspatstückchen, Glimmerblättchen, Hornblende, Quarzkörner, Schwefelkies, Kalk, Gips, oft auch in gröfseren Stücken, deren Vorkommen die Eigenart des betreffenden Tones, besonders sein Verhalten gegen Wasser und die Art seines Gefüges mehr oder weniger verändern.

Ein gleiches ist der Fall bei dem in der Kohlenformation und auch in jüngeren Gebilden auftretenden Schieferton (bituminösen Ton), der neben häufigen Beimischungen von Schwefelkies, Glimmer und Quarzteilen einen grofsen Gehalt an vegetabilischen Resten und fein zerteilter Kohle zeigt, welcher ihm die graue und bei gleichzeitigem Vorhandensein von Eisenoxyd die rotbraune bis schwärzliche Farbe verleiht.

2. Die Mergelarten. Durch gröfsere Beimengungen von Kalk entstehen die Mergelarten, denen man nach dem Kalkgehalt verschiedene Bezeichnungen gibt. Im allgemeinen rechnet man kalkhaltige Tonerden mit weniger als 10% Kalk noch zu den Tonen (Mergelton). Bei einem gröfseren Kalkgehalte, bis zu 25%, entsteht der Tonmergel und bei gleichzeitigem Vorkommen einer erheblichen Menge von Quarzsand der Lehmmergel. Gemenge von 25 bis 50% Kalk und 75 bezw. 50% Ton bilden die gemeinen Mergel, denen häufig kohlensaure Magnesia zugesetzt ist. Bei 50 bis 70% Kalkgehalt entstehen die Kalkmergel, bei 70 bis 90% die Mergelkalke, während man bei noch gröfserem Kalkgehalt die Gemenge zu den verunreinigten Kalken zählt — tonhaltiger Kalk u. dergl.

Abarten des Mergels sind:

Dolomitmergel, mit gröfseren Mengen von kohlensaurer Magnesia,

Eisenschüssige Mergel, mit bedeutenderem Gehalt an Eisenoxydhydrat oder Eisenoxyd,

Gipsmergel, mit Beimischungen von Gips, oder bei welchem der Gips an Stelle des kohlensauren Kalkes tritt,

Sandmergel, mit starken Beimengungen von Quarzsand, auch in mergelige Sandsteine übergehend,

Tegel, ein bläulich-grüner Mergelton im Wiener Becken mit Schichten von gemeinem Mergel, Kalk, Sand, Konglomeraten und Schotter.

Der gemeine Mergel ist in seinem natürlichen Lager dicht und fest; an der Luft zerfällt er schnell, oft bis zu feinem, vom Winde leicht fortzubewegenden Staub. Wird der fein zerteilte Mergel mit Wasser gesättigt, so bildet er einen zähen Schlamm, der nur schwer wieder austrocknet. Seine Farbe ist gelblich-weifs, grau, grünlich und infolge von Eisenverbindungen ins Rote und Bräunliche übergehend. Vegetabilische Beimischungen färben ihn dunkel. Die meisten Mergelarten nehmen begierig Feuchtigkeit auf und zerteilen sich leicht im Wasser. Ihre hygroskopischen Eigenschaften begünstigen das schnelle Zerfallen auch infolge von Frost. Die beim Erdbau blofsgelegten Wände bedürfen daher, um sie den zerstörenden Einwirkungen der Luft und des Wassers zu entziehen, einer rechtzeitigen Bekleidung.

3. Lehm ist ein Gemenge von Ton und Quarzsand, dem fast immer Eisen als Eisenoxydhydrat (Eisenoker) und zuweilen auch eine geringe Menge von kohlensaurem Kalk beigemischt ist. Der Gehalt an Eisenoker beträgt meist zwischen 7 und 10%, der Gehalt an Quarz, als Sand und Staub, nicht unter 30%, da bei geringerem Quarzgehalte die Verbindung noch zu den Tonen gerechnet wird. Andererseits zählt man Gemenge mit mehr als 70% Quarz nicht mehr zu den Lehm-, sondern zu den Sandarten. Der Eisenoker gibt dem Lehm die gelblich-braune bis rotbraune Farbe, die vielfach vorkommenden organischen Beimischungen, verkohlten Pflanzenreste, machen die Farbe dunkler, mitunter schwarzbraun bis schwarz.

Lehm nimmt, wie Ton, das Wasser begierig auf, hält es aber nicht in gleichem Mafse wie dieser fest; der reiche Gehalt an Sand verhindert vielmehr die innige Verbindung des Wassers mit den Tonteilen und bewirkt ein leichteres Lösen der letzteren, zugleich aber auch ein schnelleres Austrocknen. Je gröfser der Gehalt an Sand ist, desto lockerer wird der Lehm und um so mehr unterliegt er im allgemeinen den zerstörenden Einflüssen des Wassers. Manche Arten zeigen einen so geringen Zusammenhalt, dafs sie, der Einwirkung des Wassers ausgesetzt, in kurzer Zeit in einen halb-

flüssigen Zustand übergehen (Flottlehm). Häufig ist der Lehm von Sandadern, welche das Wasser leicht durchlassen, durchzogen oder er hat sich in Schichten von verschiedenem Sandgehalt abgelagert. Die Volumenabnahme beim Trocknen und die damit zusammenhängenden Erscheinungen sind beim Lehm in geringerem Grade vorhanden als beim Ton.

Für den Erdbau ist der Lehm eine der gefährlichsten Bodenarten und bedarf deshalb einer besonders vorsichtigen Behandlung.

4. Mit **Letten** bezeichnet man verschiedene Bodenarten, welche gleichsam als Zwischenstufen zwischen Ton, Lehm und Mergel, deren charakteristische Eigenschaften bei ihnen nicht scharf hervortreten, aufgefafst werden können. Ein fester Begriff knüpft sich an diese Bezeichnung indessen nicht.

5. **Löfs** ist eine hier zu nennende sehr feinkörnige Erdart mit einem reichen Gehalte an Kieselerde, teils gebunden, teils frei als Quarz, mit einem nur geringen Tongehalte von etwa 20% oder noch weniger, mit 8 bis 9% Eisenoxyd, $^1/_2$% kohlensaurer Magnesia, sowie einigen Prozenten Alkalien und nicht an Kohlensäure gebundener Magnesia.

Die Entstehung dieser lockeren Bildung wird in die Eisperiode gesetzt und nach ihrer Verbreitung wird angenommen, dafs der Löfs im wesentlichen durch Winde (subaërisch, als Steppenbildung) fortbewegt und an geeigneten Stellen angesammelt ist.

6. **Sand** ist eine lose Anhäufung von fein zerteilten Gesteinstrümmern bis zu einer gewissen Gröfse der Körner, über welche hinaus die Masse als Kies, auch Grand und Grus bezeichnet wird. Die Grenze zwischen Sand und Kies ist nicht bestimmt; bei Korngröfsen zwischen 2 und 4 mm und selbst innerhalb eines weiteren Spielraums spricht man sowohl von grobem Sande wie von feinem Kiese. Die unterste Stufe bilden die vom Winde leicht zu bewegenden Flugsandarten, Wüsten-, Steppen-, Dünensand.

Die einzelnen Sandteilchen sind fast immer abgerundet und körnig, da sie mit seltenen Ausnahmen auf lange Strecken vom Wasser fortbewegt wurden und sich dabei gegenseitig abgeschliffen haben.

Von den verschiedenen Mineralien, welche Sand bilden können, ist Quarz das weitaus wichtigste, weshalb man unter Sand schlechthin auch meist nur Quarzsand versteht. Neben diesem ist der durch Zertrümmerung der Kalkgesteine entstandene Kalksand bezw. Dolomitsand zu erwähnen, dessen Bestandteile in kohlensaurem Wasser löslich sind, so dafs der infolge von Regen gelöste Kalk sich absetzt und nach Verdunstung des Wassers eine Verkittung der Körner bewirkt.

Beimischungen zum Quarzsande finden sich in Form von Glimmerblättchen, Feldspatkörnern, Hornblendetrümmern, und geben Veranlassung zu den Bezeichnungen Glimmersand, Spatsand u. s. w. Andere Abarten entstehen durch Beimengungen von Ton, Lehm, Mergel, Humus, welche die einzelnen festen Stücke mehr oder weniger aneinander binden und dadurch die bei dem reinen Quarzsande in hohem Mafse vorhandene Wasserdurchlässigkeit beeinträchtigen. Hygroskopisch ist der reine Sand in nur geringem Grade, wird es aber mehr durch die letztgenannten Beimengungen. Für die Wirkung der Kapillarität zeigt der Sand, wenn er nicht gar zu sehr verunreinigt ist, ein sehr günstiges Gefüge.

Wichtige Eigenschaften des reinen Quarzsandes sind seine Unauflöslichkeit in Wasser und seine bereits erwähnte Durchlässigkeit, bei zugleich geringer Fähigkeit, das Wasser festzuhalten — Eigenschaften, mit denen er den tonigen Erdarten gegenüber steht. Reiner grobkörniger Sand in mächtigen Lagen ist ein für den Erdbau sehr

günstiges Material. In seiner Verbindung mit fetten Bodenarten aber, die bei der grofsen Verschiedenheit in der Art der Entstehung, Ablagerung und Anhäufung des Sandes in den mannigfaltigsten Abstufungen vorkommen, verliert er von seinen Vorzügen und macht daneben die tonigen Materialien in ihrem Innern zugänglich für die ihnen schädliche Wirkung des Wassers. Wo daher Sand und toniger Boden miteinander oder nebeneinander sich finden, sei es in inniger Vermengung oder in schichtenweiser Ablagerung oder in der Durchsetzung des fetten Bodens mit eingelagerten Sandadern, entstehen leicht Bodenbewegungen, wenn künstliche Veränderungen in der natürlichen Massenverteilung vorgenommen werden.

7. **Kies, Grand, Grus, Schotter, Gerölle, Steinschutt** sind wie der Sand Anhäufungen von Gesteinstrümmern; sie unterscheiden sich von ihm und voneinander im wesentlichen durch die Gröfse der Stücke, jedoch ohne feste Abgrenzungen. Sind die einzelnen Trümmer nicht lose gehäuft, sondern durch Bindemittel verkittet, so nennt man sie Konglomerate und bei mehr eckiger Form der Stücke Breccien.

Aus der Art der Fortbewegung und der Ablagerung der genannten Materialien erklärt es sich, dafs sie oft durch tonige und mergelige Beimengungen verunreinigt sind oder schichtenweise in Ton und Lehm sich eingebettet finden, und indem sie dem Wasser Zugang zu der Oberfläche der unten liegenden tonigen Massen verschaffen, eine Erweichung und ein Schlüpfrigwerden dieser veranlassen. Bei Gemengen aus vorwiegend gröfseren Stücken kommt es ferner nicht selten vor, dafs letztere auf ihrem Wege oder in ihrem Lager durch gelöste Ton- und Lehmteile mit einer fettigen Schicht umhüllt und mangels ausreichenden Reibungswiderstandes leicht verschoben werden (Geschiebe).

8. **Humus, Torf, Moor.** Humus entsteht durch Zersetzung organischer Stoffe bei mäfsiger Wärme und bildet einen wesentlichen Bestandteil der fruchtbaren Muttererde, die aufserdem viele Kohlenteilchen und anorganische Körperteile enthält. Die Humusmasse ist von lockerem Gefüge, meist von dunkler Farbe und nimmt begierig Wasser auf, wird aber durch dieses nicht aufgelöst. Beim Erdbau findet der Humusboden in der vegetabilischen Erde seine wichtigste Anwendung zur Bekleidung der Erdwände, behufs Erzeugung einer Grasnarbe zum Schutze gegen die äufseren Einwirkungen der Atmosphäre.

Muttererde mit reichlichen Beimischungen von Lehm, bezw. Ton und Sand bezeichnet man gewöhnlich als Dammerde. Von den Beimischungen des Humusbodens hängt es ab, in welchem Grade die Muttererde ihr Volumen beim Austrocknen vermindert und Risse entstehen läfst.

Der Torf bildet sich aus abgestorbenen Pflanzen in stehenden Gewässern. Indem zuerst Wasserpflanzen das Wasser durchziehen oder auf der Oberfläche wuchern und, wenn abgestorben, zu Boden sinken, erzeugen sie allmählich Moor (Morast); in diesem entstehen dann neue Pflanzen und vergehen wieder, bis nach und nach durch Wiederholung des Vorganges die Umwandlung des Moores in Torf sich vollzieht. Er entsteht ferner auch aus gewissen Pflanzen, besonders Moosarten, welche an nassen Stellen nach oben immer fortwachsen, während die unteren Teile sich fester und fester zu filzartigen Anhäufungen zusammensetzen.

Die Festigkeit der verschiedenen Torfarten ist sehr ungleich. In den jüngeren Bildungen zeigt der Boden häufig noch die Formen organischer Stoffe, ist mit Pflanzenresten durchzogen und in seinen Bestandteilen so zusammenhängend, dafs er in frischem

Zustande zu kantigen Stücken sich stechen läfst (Stichtorf). Demgegenüber fehlen dem Torf in seinen älteren Bildungen die Pflanzenreste fast gänzlich, so dafs er als ein Schlamm erscheint, der erst beim Trocknen fest wird (Baggertorf, Backtorf). Der frische Torf enthält eine sehr bedeutende Menge Wasser, etwa 75 bis 90%; ausgetrocknet bewahrt er aber seine Festigkeit auch bei späterer Berührung mit Wasser.

§ 2. Die Geräte des Erdbaues. Aufser der sorgfältigen Ausführung der Bodenuntersuchungen und der sonstigen in den §§ 3 bis 6 zu besprechenden vorbereitenden Arbeiten ist vor Beginn der eigentlichen Erdarbeiten auf die richtige Beschaffenheit, die zweckmäfsige Auswahl und die Beschaffung der entsprechenden Menge von Arbeitsgeräten Bedacht zu nehmen, da hiervon, namentlich für die Erdbeförderung selbst, zum gröfsten Teil der Erfolg der Arbeiten in wirtschaftlich günstigem Sinne, also in Bezug auf Zeit- und Kostenaufwand abhängt.

Es kann daher nicht nachdrücklich genug empfohlen werden, bei Neuanschaffungen von Geräten aus Fabriken, oder bei Übernahme schon benutzter Geräte sorgfältig darauf zu achten, dafs sie dem zu dienenden Zwecke in vollkommenster Weise entsprechen. Einfachheit der Konstruktion, zweckmäfsige Abmessungen und vorzügliche Ausführung haben sich dabei erfahrungsgemäfs als Haupterfordernisse zur Erzielung grofser Arbeitsleistungen, geringer Ausbesserungen und langer Haltbarkeit gezeigt. Die durch Beschaffung vollkommener Gerätschaften entstehenden Mehrkosten dürfen gegenüber den dadurch erreichten erheblichen Vorteilen nicht zu hoch angeschlagen werden.

Der Bedarf an Geräten richtet sich nach dem Umfang der Arbeiten, nach der für die Ausführung zur Verfügung stehenden Zeit, nach der infolge dessen zu treffenden Arbeitseinteilung und der gewählten Art der Erdbeförderung. Nur in Bezug auf letztere lassen sich bestimmte Angaben für die in bestimmten Fällen erforderliche Anzahl von Fördergeräten machen, die den weitaus wichtigsten Teil sämtlicher Geräte bilden, worauf in den §§ 12, 13 u. 16 näher eingegangen wird.

Aufser den für die Bodenuntersuchungen (s. § 3) erforderlichen Bohr- und sonstigen Geräte, die im Kap. I „Grundbau“ des III. Bandes dieses I. Teiles vom Handbuch[1]) besprochen werden, sowie aufser den auch sonst für Feldmefs- und Absteckungsarbeiten benutzten Mefsinstrumenten, wie Theodolite, Nivellierinstrumente, Visierscheiben, Fluchtstäbe, Setzwagen, Richtscheite, Mefsketten und Mefsbänder, Mefslatten, Pflöcke, Hämmer u. s. w., die hauptsächlich für die geometrischen Vorarbeiten in Betracht kommen, können als eigentliche Geräte des Erdbaues, von denen in der Regel die Arbeiter nur die Schaufel selbst zu halten und zu beschaffen haben, unterschieden werden:

1. Geräte, die zum Lösen und Laden des Bodens dienen. a) Beiden Zwecken gleichzeitig dienend ist als einfachstes Gerät die Schaufel oder Schippe und der Spaten zu nennen, während als zusammengesetzte Geräte die im § 10 besprochenen Erdbagger oder Erdgräber in neuerer Zeit vielfach Verwendung finden. Die Schaufel besteht aus einer an einem etwa 1 m bis 1,2 m langen Holzstiel befestigten, eisernen gröfseren oder kleineren Platte, die das Blatt genannt wird und je nach ihrer mehr oder weniger gebogenen oder ebenen, spitz oder geradlinig endigenden Form verschieden verwendet wird und verschiedene Benennungen erhalten hat.

[1]) In der 3. Aufl. (Leipzig 1900) Abt. 3, Kap. VI, § 1.

α. Die gewöhnliche Schaufel (s. Abb. 1 u. 2) hat ein schwach gebogenes, spitz zulaufendes Blatt und wird zum Lösen und Laden leichter Sandarten verwendet.

β. Die Schrotschaufel (s. Abb. 3) ist zum besseren Zusammenhalten des losen Bodens seitlich stärker aufgebogen und hat ein kräftigeres Blatt, das gleichfalls nach unten spitz zuläuft. Sie dient zum Schaufeln und Werfen loser Bodenarten, wie Sand, Kies, Gerölle und vorher zerkleinerter Gesteins- und Mergelarten. In gleicher Weise wird auch die Korn- oder Rundschaufel benutzt (s. Tabelle I).

Abb. 1 u. 2. *Schaufel.*

Abb. 1. Abb. 2.

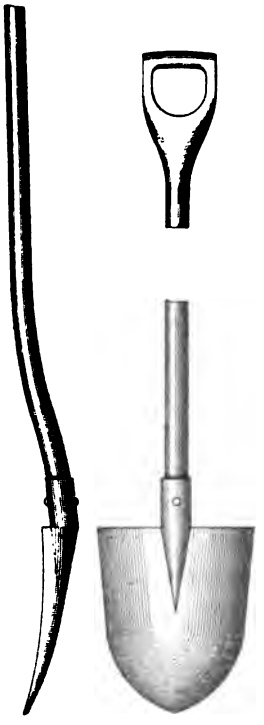


Abb. 3. *Schrotschaufel.*

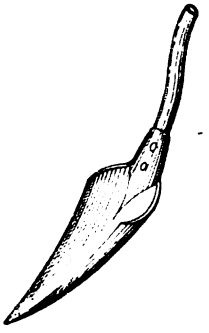


Abb. 4 u. 5. *Schlesische Schaufel.*

Abb. 4. Abb. 5.

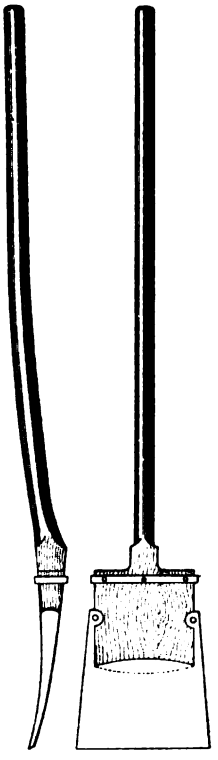


Abb. 6 u. 7. *Rasenschaufel.*

Abb. 6. Grundrifs.

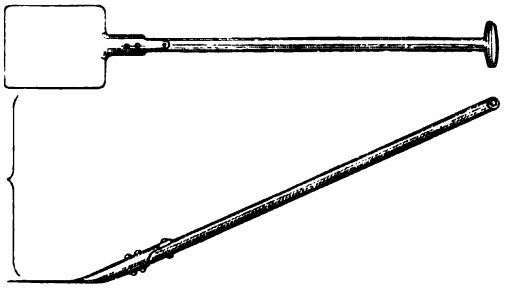


Abb. 7. Seitenansicht.

γ. Der Spaten besitzt ein starkes Blatt mit geradliniger Schneide und dient namentlich zum Abstechen weicher Bodenarten, wie Lehm, Moor, Torfboden u. s. w. Zur leichteren Handhabung erhält der Stiel meist am oberen Ende einen Handgriff. Vielfach wird die schlesische Schaufel (s. Abb. 4 u. 5) zu diesem Zweck benutzt, die sich infolge der leicht gebogenen, breiten, ein vorzeitiges Abgleiten vermeidenden Form ihres Blattes auch zum „Werfen“ des abgestochenen Bodens gut eignet.

δ. Die Rasenschaufel dient zum Abheben der vorher durch das Rasenmesser zurecht geschnittenen Rasenziegel (s. § 5) und besitzt ein der Gröfse der Rasenziegel angepafstes flachliegendes Blatt (s. Abb. 6 u. 7).

b) Als Geräte, die zum Lösen des Bodens dienen, sind anzuführen:

α. Das Rasenmesser, das zum Schneiden der Rasenziegel dient und aus einem kräftigen Messer besteht, das an einem etwa 1 m langen Stiele befestigt ist, der am unteren Ende ein Rädchen trägt. Dieses Rädchen dient dem Messer als Führung und

verhindert gleichzeitig ein zu tiefes Eindringen. Statt des Rasenmessers kann auch der Rasenpflug[2]) (s. Abb. 8 u. 9) benutzt werden, der von einem Pferde gezogen wird, zwar unregelmäfsigere Rasenstücke liefert, aber die Arbeit rascher ausführen läfst. Bei Torfboden kann die Torfstechmaschine[3]) in Anwendung gebracht werden.

Abb. 8 u. 9. *Rasenpflug.*

Abb. 8. Seitenansicht.

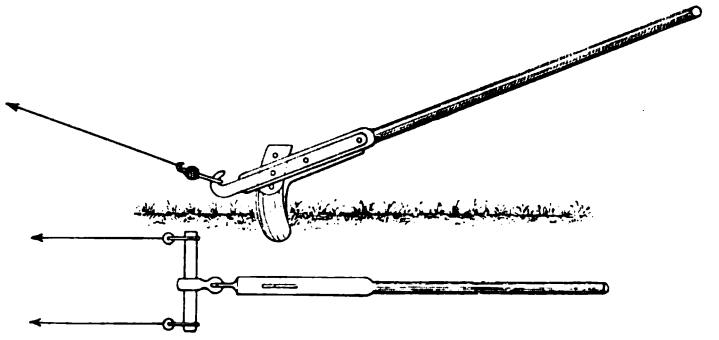


Abb. 9. Grundrifs.

Abb. 13 u. 14. *Kreuzhacke.*

Abb. 13. Abb. 14.

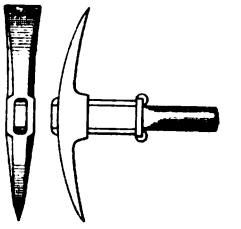


Abb. 15 u. 16. *Keilhaue.*

Abb. 15. Abb. 16.

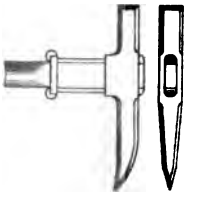


Abb. 10 u. 11. *Spitzhacke.*

Abb. 10. Abb. 11.

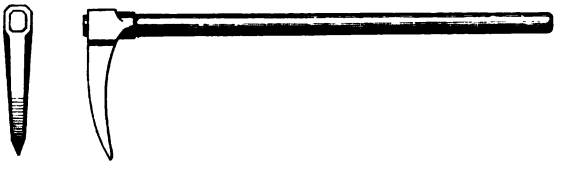


Abb. 12. *Breithacke.*

β. Zur Lösung festerer Mergel-, Ton- und Kiesarten, sowie weicherer Gesteinsarten dienen neben dem Brecheisen und den zum „Abkeilen“ benutzten Eisenkeilen die verschiedenen Arten der Pickel, Hacken und Hauen, die aus verschieden geformten, spitz oder breit endigenden, an einem Stiel senkrecht zu diesem befestigten Eisen bestehen. Man unterscheidet:

1. Die Spitzhacke (s. Abb. 10 u. 11),
2. die Breithacke oder Breithaue (s. Abb. 12), die sich von der Spitzhacke nur durch das in eine breitere Schneide auslaufende Eisen unterscheidet,
3. die Kreuzhacke (s. Abb. 13 u. 14), welche die unter 1. und 2. genannten Hacken gewissermafsen vereinigt und durch die gröfsere Eisenmasse eine gröfsere Wucht besitzt,
4. die Keilhaue (s. Abb. 15 u. 16), welche der Spitzhacke gleichkommt, aber schwerer ist und ein hammerartig überstehendes Ende besitzt, auf welches zum Eintreiben der Keilhaue in festere Bodenarten mit einem Schlägel aufgeschlagen werden kann, oder das selbst zum Eintreiben von Keilen, Pflöcken u. s. w. als Hammer zu benutzen ist.

γ. Zum Lösen festerer Gesteine und Felsen endlich sind die zur Vorbereitung der Sprengung erforderlichen Bohrer, Bohrlöffel, Kratzer und sonstigen Sprenggeräte

[2]) Die Abb. 6 bis 9 sind der Taf. 27 des Werkes: Waterbouwkunde, s'Gravenhage 1885, entnommen.

[3]) Ausführliches über Torfstechmaschinen findet sich in A. Hausding, Handbuch der Torfgewinnung und Verwertung, Berlin 1904, 2. Aufl.

zu nennen, die in der 5. Abt. des I. Bandes (3. Aufl.) vom Handbuch im Kap. IX, „Tunnelbau“ näher beschrieben sind.

In der Tabelle I sind die Gewichte, Abmessungen und Preise der gewöhnlichsten, sowohl für die Erdarbeiten selbst, als auch namentlich zur Herstellung der Hilfsbahnen erforderlichen Werkzeuge zusammengestellt. Die Preise entsprechen der gegenwärtigen Marktlage und sind daher zwar Veränderungen unterworfen, können aber immerhin als Anhalt für überschlägige Kostenberechnungen dienen.

Tabelle I.

Gewichte, Abmessungen und Preise der Werkzeuge für Erd- und Bahnbauten.[4])

Abbildung und Bezeichnung der Werkzeuge	Gewicht ohne Stiel kg	Länge des Blattes ohne Dille mm	Preis ohne Stiel M.	Preis mit Holzstiel M.
Schaufeln	1,00	290	0,75	1,75
	1,20	310	0,90	1,90
	1,45	330	1,05	2,05
	1,70	350	1,25	2,25
Spaten	0,75	235	0,75	1,75
	1,00	260	0,85	1,85
	1,25	290	1,00	2,00
Korn- oder Rundschaufel	0,9	260	0,75	1,75
	1,1	280	0,90	1,90
	1,325	310	1,05	2,05
	1,65	340	1,25	2,25
Handhammer	—	—	0,90 bis 1,40	—
Vorschlaghammer	—	—	4,50 bis 7,50	—
Schienen- und Nagelhammer	—	—	3,00 bis 4,50	—
Axt	1	Länge der Schneide 85	1,20	1,90
	1,5	95	1,60	2,25
	2	110	2,00	2,75
	2,5	120	2,40	3,25

Abbildung und Bezeichnung der Werkzeuge	Gewicht ohne Stiel kg	Preis ohne Stiel M.
Einfache Spitzhacke	2,5	2,25
Breithaue	2,6	2,50
Stopfhacke	1,5 bis 3,4	1,70 bis 3,00
Kreuzhacke	3,5	3,50
Kreuzstopfhacke	3,6	3,75
Doppelstopfhacke	3,0 bis 4,0	3,00 bis 4,00
Nagelklaue, gleichzeitig Brechstange	6,0 bis 9,0	4,50 bis 8,00
Schwellenbohrer	Bohrdurchmesser 10 bis 22 mm	0,90 bis 1,50

[4]) Nach gefälligen Mitteilungen der Firma Arthur Koppel in Berlin-Bochum.

2. Die zur Beförderung des Bodens dienenden Vorrichtungen und Geräte, wie: Schiebkarren, Kippkarren, Erdbeförderungswagen, Lokomotiven, Karrbahnen, Gleise und die für Bremsberge und Seilbahnen erforderlichen Einrichtungen werden in den §§ 12 bis 14, sowie 19 u. 20 eingehend besprochen, woher sie hier nur erwähnt zu werden brauchen.

3. Die zu den Einebnungs- und Vollendungsarbeiten dienenden Geräte. Hier sind die sogenannte Skarpierhacke, ein der Breithaue ähnlicher, aber leichterer Pickel, die Schaufel und der Rechen anzuführen, die zur Ausgleichung und Einebnung der Böschungs- und Planumsflächen verwendet werden. Ferner: die Stampfen, Schlägel und Erdwalzen[5]), sowie die zur Nachprüfung der Flächen zur Anwendung kommenden Mefsgeräte, wie Richtscheite, Setzwagen, Fluchtstäbe, Richtschnüre und Visiertafeln, deren Beschaffenheit und Anwendung als bekannt vorausgesetzt werden kann.

§ 3. Bodenuntersuchungen. Wenn die Bodenuntersuchungen schon für die Feststellung des Entwurfs und für die besonderen Vorarbeiten von gröfster Bedeutung sind, deshalb auch folgerecht in dem ersten Kapitel des I. Bandes ihre Erledigung hätten finden können, so haben sie doch auch ihren besonderen Wert für die Ausführung der Erdarbeiten, indem die durch sie gewonnenen Kenntnisse die Anordnung der Arbeiten und die zu ergreifenden Sicherheitsmafsregeln, wenn auch nicht immer bestimmen, so doch beeinflussen und die Möglichkeit einer genauen Abschätzung der Arbeiten gewähren.

Da die Ausführung der Bodenuntersuchungen im Kapitel I „Grundbau“ des III. Bandes vom I. Teil dieses Handbuches (4. Aufl.)[6]) ausführlich behandelt wird, soll hier nur dasjenige kurz hervorgehoben werden, worauf mit Rücksicht auf den Erdbau besonders zu achten ist.

Die Ausdehnung der Untersuchungen hat sich nach den örtlichen Verhältnissen, nach dem Wechsel der Bodenklassen (s. § 7), den Schichtungen und der Wasserverteilung zu richten. Oft liegen die Verhältnisse so einfach und sind durch geognostische Erforschungen oder allgemein so bekannt, dafs es besonderer Ermittelungen nicht bedarf; oft aber machen sie umfangreiche Arbeiten nötig, namentlich im Hügel- und Gebirgslande.

Es handelt sich dabei nicht allein um die Bestimmung des Bodenmaterials und dessen Festigkeit, Tragfähigkeit und Beständigkeit gegen die Einflüsse des Wassers und der Luft, sondern vorzugsweise auch um die Bestimmung der Schichten, um den Wassergehalt und um die Bedingungen des Bodengleichgewichtes.

Wo schon früher natürliche Bewegungen stattgefunden haben, werden solche leicht wieder eintreten, wenn eine künstliche Veränderung in der Bodenverteilung, also eine Störung des eingetretenen Gleichgewichtszustandes vorgenommen wird. Wo diese Stellen natürlicher Rutschungen durch die wellenförmige Oberfläche des Geländes oder durch die oberhalb bewegter Massen leicht entstehenden Klüfte und plötzlich vorspringenden steilen Böschungen oder in anderer Weise sich kennzeichnen, bedarf es einer sorgfältigen Aufsuchung und Bestimmung der Rutschflächen. Nicht minder wichtig ist es, insbesondere für die zum Schutze der Arbeiten notwendigen Sicherungsmafsregeln, die Ausdehnung der früheren Bodenbewegung und ihren Einfluſs auf den natürlichen Lauf des Wassers, sowie auf die Kohäsion des Bodens festzustellen. Muldenförmige Bil-

[5]) Siehe Kap. VIII „Strafsenbau“, S. 164, Abt. 4 des I. Bandes v. Handbuch (3. Aufl.), Leipzig 1902.

[6]) In der 3. Aufl. (Leipzig 1900) Abt. 3, Kap. VI, § 1.

dungen, mögen sie dem Auge unmittelbar erkennbar oder durch aufgeschwemmtes und verwittertes Material mehr oder weniger ausgeglichen sein, geben nach Art ihrer Entstehung, nach der Wasserabsonderung, nach dem Zustande des Materials und nach der Lagerung der Schichten, die oft nur durch gegenseitiges Stützen im Gleichgewicht erhalten werden, ebenfalls leicht Veranlassung zu Rutschungen, wenn sie von einer Bahn- oder Straſsenlinie getroffen und angeschnitten oder beschüttet werden. Solche Stellen sind daher sorgfältigst zu untersuchen.

Bei Seen, Sümpfen, Morästen, Torfmooren u. dergl. kommt es meist nur auf die mit Sondiereisen auszuführenden Ermittelungen der Tiefenlage des tragfähigen Baugrundes und dessen Beschaffenheit an, um die Unterlagen für den Arbeitsplan zu erhalten. Häufig finden sich Torflager, als Ablagerungen flieſsender Gewässer, mit Sandschichten überdeckt. Es genügt daher nicht, die Untersuchung nur bis auf die zuerst angetroffene feste Bodenart auszudehnen, sondern es ist auch zu ermitteln, ob diese die zum Tragen der aufzubringenden Lasten erforderliche Mächtigkeit besitzt. Bei wenigstens 1 m Mächtigkeit kann man in der Regel die Schicht als tragfähig annehmen.

Untersuchungen der letztgenannten Art sind in einfacher Weise zu leiten und auszuführen. Ungleich schwieriger ist die richtige Anordnung der Bodenuntersuchungen im Hügel- und Gebirgslande. Hier kommt es nicht auf die groſse Anzahl einzelner Schürfungen in regelmäſsigen Abständen an, sondern auf die Erkennung derjenigen Bodenverhältnisse, welche eine sorgfältige Behandlung bei Ausführung der Erdarbeiten verlangen, um Unfällen vorzubeugen. Geognostisches Verständnis über die Bildung der Formationen, über die Veränderungen an der Erdoberfläche durch innere und äuſsere Kräfte, über die Wirkungen des atmosphärischen Niederschlages, der Quellen und Ströme, wird dabei nicht weniger zu statten kommen, als ein auf Erfahrung gegründetes Urteil und ein durch Übung geschärfter Blick.

Sollen die Bodenuntersuchungen zunächst die Kenntnis derjenigen Verhältnisse verschaffen, welche zur Herstellung eines zweckentsprechenden Baues berücksichtigt werden müssen, so haben sie auſserdem noch den Zweck, Ergebnisse zu liefern, welche eine genaue Veranschlagung der Baukosten ermöglichen. Es ist dieses von besonderer Wichtigkeit, wenn gröſsere Arbeiten an Unternehmer vergeben werden sollen, da aus mangelnder Kenntnis der Bodenarten, mit welchen man es zu tun haben wird, die empfindlichsten Nachteile für den Unternehmer oder für die Bauverwaltung entstehen müssen.

Was nun die besondere Ausführung der Bodenuntersuchungen betrifft, so besteht diese, auſser in einfachen Ausgrabungen und Prüfungen mit Visitiereisen und ähnlichen Vorrichtungen, vorzugsweise in Bohrungen und Abteufungen von Versuchsschächten.

Die Bohrvorrichtungen müssen so eingerichtet sein, daſs sie den Boden aus den betreffenden Bodenschichten möglichst unvermischt und in groſsen Stücken zu Tage fördern. Zu dem Zweck dürfen die Bohrer nicht zu klein sein, müssen also etwa einen Decimeter Durchmesser besitzen. Ihre Form ist für weiche Bodenarten zweckmäſsig die des Löffelbohrers in verschiedenen Gestaltungen, oft auch mit Ventilverschluſs, für Gesteinsarten die des Meiſselbohrers. Da mit letzterem das gelöste Material nicht gehoben werden kann, so muſs man hierzu wieder den Löffelbohrer benutzen. Um beim Bohren in Gestein möglichst groſse Stücke zu erhalten, sucht man unter Anwendung eines schweren Gestänges durch starkes Stoſsen, weniger durch Drehen des Bohrers vorzudringen, weil hierbei der Stein zu sehr zermahlen wird. Aus der Schwierigkeit der dabei aufzuwendenden Arbeit ist auf den Grad der Festigkeit des Gesteins zu schlieſsen.

Bohrlöcher durch leicht bewegliche Schichten, wie Sand, Kies, Schlamm, füllen sich in den unteren Teilen leicht mit dem aus den oberen Schichten herabfallenden Boden. Wo es in solchen Fällen auf genaue Ergebnisse ankommt, mufs daher zur Vermeidung des Zuschlämmens des Bohrlochs und der Auflösung des Materials die Bohrung in Röhren ausgeführt werden, ebenso bei Bohrungen unter Wasser oder in halbflüssigem Boden.

Um die Neigung der einzelnen Schichten zu erkennen, sind wenigstens an zwei Stellen des Querprofils Bohrungen vorzunehmen.

Ergibt sich in den verschiedenen Profilen eine Übereinstimmung in der Mächtigkeit, in der Aufeinanderfolge und im Einfallen der Schichten, so wird man auf eine regelmäfsige Bildung schliefsen können, im anderen Falle auf Verwerfungen und Verschiebungen. Zur Feststellung der Lagerungsverhältnisse werden dann die Untersuchungen, entsprechend der Bedeutung des betreffenden Falles, weiter fortzusetzen sein.

Die Lage der wasserführenden Schichten ist durch Bohrungen nur angenähert zu ermitteln möglich. Mit einiger Sicherheit ist zwar die oberste Schicht zu erkennen; ist diese angebohrt, so wird sich das Bohrloch mit Wasser füllen, und kommen mehrere solche Schichten vor, so ist es dann schwer, über deren Lage und Wasserreichtum Aufschlufs zu erhalten. Ebensowenig genügen Bohrungen da, wo es auf eine genaue Kenntnis der Bodenarten ankommt, sowie auf ihren Festigkeitsgrad, auf die Schwierigkeit der Bearbeitung und auf alle die Verhältnisse, welche die Anordnung und die Kosten der Arbeiten bestimmen. In allen wichtigeren Fällen ist daher anzuraten, durch Abteufung von Schächten die Bodenschichten zu durchbrechen und bloſszulegen, um ihre Beschaffenheit im natürlichen Zustande unmittelbar erkennen und untersuchen zu können.

Solche Schächte werden mit etwa $1^1/_2$ bis 2 qm Querschnitt so grofs angelegt, dafs die Arbeiter bequem darin arbeiten können. Je nach der Standfähigkeit des Bodens werden sie ausgezimmert oder bleiben ohne Ausbau. Im ersteren Falle macht man sie im Querschnitt rechteckig, meist etwas länger als breit, im letzteren Falle häufig rund.

Zum Zwecke der Bodenuntersuchung für die Unterwesterwald-Bahn hat man in tonigem Boden die Schächte kreisrund mit 1 m Durchmesser gemacht und in der Weise ausgebaut, dafs man Reifen aus Buchenholz, etwa 3 cm stark, einsetzte, bei geringem Druck in Abständen von 0,1 bis 0,3 m, bei starkem Druck Reifen an Reifen. Um bei Wasserzudrang ein Herausspülen des Bodens zu verhüten, wurden die Reifen mit Stroh umwickelt und mit Tannenzweigen hinterpackt. Die Kosten derartiger Schächte haben für ein Meter Tiefe

bei	4 m	Gesamttiefe	1,80 M.
„	8 „	„	3,00 „
„	12 „	„	4,10 „
„	16 „	„	5,50 „

betragen, einschl. Stellung der Reifen und sämtlicher Geräte, jedoch ausschl. der Wasserhaltung.[7])

Die Anordnung solcher Schächte richtet sich, wie die der Bohrlöcher, nach den örtlichen Verhältnissen, so dafs sich darüber allgemeines nicht bestimmen läfst. Wo indessen das Abteufen der Schächte wesentlich den Zweck hat, Aufklärung über den Aufwand an Arbeit und Kosten, welchen die Bearbeitung des Bodens verursachen wird, zu verschaffen, wie beispielsweise bei gröfseren Einschnitten, da pflegt man sie in regelmäfsigen, von dem Wechsel der Bodenarten abhängigen Zwischenräumen herzustellen, um Durchschnittsergebnisse zu erlangen.

Die Darstellung der Ergebnisse der Bodenuntersuchungen geschieht durch Schrift oder Zeichnung, oder durch beides gleichzeitig. Bei ersterem Verfahren benutzt man

[7]) Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 106.

sogenannte Bohr- und Schürfregister, d. h. tabellarische Verzeichnisse, welche verschiedene Spalten für die Belegenheit der Baustelle, die Höhenlage, bezw. Tiefe der Schichten, die vorgefundene Bodenart, die Wasserverhältnisse, die Art der Ermittelung, das Einfallen der Schichten in hügeligem und gebirgigem Erdreich und für Bemerkungen über die Formation des Gebirges, über das Vorkommen von Baumaterialien u. dergl. enthalten. Neben einer schriftlichen Eintragung der Ergebnisse empfiehlt sich in den wichtigeren Fällen auch eine zeichnerische Darstellung, welche je nach dem Grade der Regelmäfsigkeit der Lagerungsverhältnisse mehr oder weniger einfach sich gestalten wird. Bei häufig wechselnden Schichtungen erlangt man durch ihr Einzeichnen in die Quer- und Längenprofile eine klare Übersicht über die Gebirgslage, weshalb ein solches Verfahren in allen schwierigen Verhältnissen von grofsem Nutzen ist. Bei regelmäfsigerer Oberfläche beschränkt man die Darstellung wohl auf das Längenprofil; in den Fällen einfacher Art kann auch diese fortbleiben und die Eintragung der Ergebnisse in das Bohrregister genügen.

§ 4. Geometrische Arbeiten. Als weitere vorbereitende Arbeiten sind in erster Linie die geometrischen Arbeiten anzusehen, die der Inangriffnahme eines jeden Erdbaues vorausgehen müssen. Bei Baugruben bestehen sie einfach im Abstecken der Begrenzungslinien, bei Eisenbahn-, Strafsen-, Kanal-, Damm- und Deichbauten im Abstecken der Mittellinien, im Aufstellen der Markierpfähle, der Höhenpunkte und anderer Zeichen, deren die mit der Beaufsichtigung des Baues und der Anleitung der Arbeiter beauftragten Aufsichtsbeamten, Schachtmeister u. s. w. als Anhalt bedürfen. Die Mittellinie des herzustellenden Verkehrsweges oder Dammes wird bereits bei den im I. Bande dieses Teiles des Handbuchs im Kap. I (S. 253) näher besprochenen „ausführlichen Vorarbeiten“ mit den Anfangs- und Endpunkten der Kurven ausgesteckt, stationiert und nivelliert, so dafs diese Mittellinie in der Regel nur nachzuprüfen sein wird, wobei etwa verloren gegangene Zeichen zu ersetzen sind und gleichzeitig auf eine sorgfältige Erhaltung und etwaige Ergänzung der Höhenfixpunkte aufserhalb der Grenzen des Baugeländes Bedacht zu nehmen ist.

Für die Bauausführung ist sodann die genaue Bezeichnung der Breiten des zur Bildung der Auf- und Abträge zu überschüttenden oder abzugrabenden Geländes erforderlich. Wo schon bei Ausführung der Vorarbeiten Querprofile aufgenommen und in die Entwurfzeichnungen eingetragen waren, werden die Breiten der betreffenden Geländestreifen, sowie die Planumsbreiten durch Abstecken der aus den Plänen oder den Grundbreiten-Tabellen sich ergebenden Mafse von der Mittellinie der Bahn aus erhalten. Wo Querprofile nicht aufgetragen wurden, ergeben sich die Breitenmafse im Gelände ohne Seitengefälle durch einfache Rechnung aus der Höhe des Dammes, bezw. aus der Tiefe des Einschnittes, den Böschungsneigungen und der Planumsbreite. In seitwärts abfallendem Gelände wird die Bestimmung der Breitenmafse im Felde schon schwieriger, sie läfst sich aber ausführen, indem man, nach vorläufiger Schätzung des Höhenunterschiedes zwischen dem Gelände am Fufs der Böschung und dem Bahnplanum, die Breite des Erdkörpers berechnet, dann mit dem Nivellierinstrument untersucht, wie weit der wirkliche Höhenunterschied von dem vorläufig angenommenen abweicht und darauf eine Berichtigung vornimmt. War die Abweichung erheblich, so wird eine weitere Probe erforderlich, bis genügende Übereinstimmung zwischen den bei der Berechnung angenommenen und dem durch Nivellement gefundenen Höhenunterschiede besteht.

Für die Berechnung[8]) ergeben sich aus den das Abtrag-, sowie das Auftragprofil einer Eisenbahn oder Strafse berücksichtigenden Abb. 17 u. 18 die von der Mittellinie seitlich auf dem Gelände abzutragenden Strecken zu:

$$OA = \sqrt{m_1^2 + h_2^2} \quad . \; . \; 1.$$

und $$OB = \sqrt{m^2 + h_1^2}, \quad . \; 2.$$

wobei:

$$m_1 = n_2 h_2 \quad . \; . \; . \; 3.$$

$$m = n_2 h_1, \quad . \; . \; . \; 4.$$

und ferner aus:

$$n_2 h_2 = n_1 (h - h_2) + \frac{b}{2},$$

$$h_2 = \frac{b + 2 n_1 h}{2 (n_2 + n_1)} \; . \; 5.$$

und aus:

$$n_2 h_1 = n (h + h_1) + \frac{b}{2},$$

$$h_1 = \frac{b + 2 n h}{2 (n_2 - n)} \; . \; 6.$$

Wird $n_2 = \infty$, d. h. ist die Geländelinie wagerecht, so wird aus Gl. 5 u. 6

$$h_1 = h_2 = 0$$

und aus Gl. 1:

$$m_1 = OA = n_1 h + \frac{b}{2} \; . \; 7.$$

sowie aus Gl. 2:

$$m = OB = n h + \frac{b}{2} \; . \; 8.$$

Abb. 17. *Auftragprofil.*

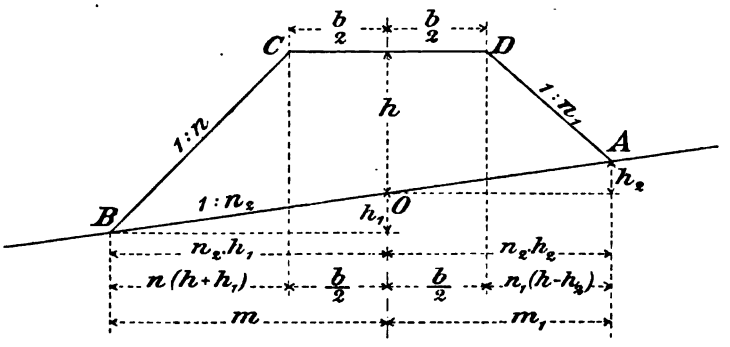
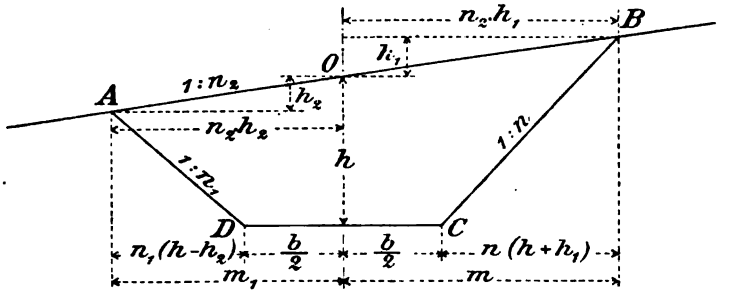


Abb. 18. *Abtragprofil.*



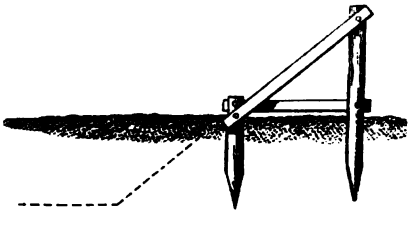
Wird dabei ferner $n_1 = n$, so ist:

$$m_1 = m = OA = OB = n h + \frac{b}{2} \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; 9.$$

Sind auf die eine oder andere Weise an den Hauptstationen und an anderen geeigneten Stellen einzelne Punkte des Böschungsauslaufes bestimmt, so ist es besonders bei welliger Bodenoberfläche zweckmäfsig, wenn auch nicht allgemein üblich, diese Punkte durch Linien zu verbinden und letztere durch Bildung von Furchen, durch Abheben des Rasens oder in sonstiger Weise sichtbar zu bezeichnen, so dafs der zu überschüttende Geländestreifen überall deutlich zu erkennen ist. Aufserhalb dieser Flächen sind dann später die Absteckungen der etwa erforderlichen Seitengräben und anderer Nebenanlagen, wie Einfriedigungen, Lagerplätze für Mutterboden oder Rasenziegel und dergl. vorzunehmen.

Um die Böschungsneigung sichtbar zu bezeichnen, stellt man an ihrem Auslauf Lattenprofile nach Abb. 19 auf, die als Lehren für die Aufschüttungen und Abgrabungen dienen.

Abb. 19. *Latten-Profillehre.*



Die Höhe der Aufträge bezeichnet man zweckmäfsig durch Stangen mit an ihnen befestigten wagerechten Latten. Ist zu befürchten, dafs diese Stangen innerhalb des für den Damm bestimmten Geländes umgestofsen werden könnten, so können sie auch aufserhalb des Geländestreifens aufgestellt

[8]) v. Willmann, Erdbau, Lehrbuch des Tiefbaues (Leipzig 1904), hrsg. von Esselborn, Kap. I, S. 48.

werden. Aufser den in der Mittellinie des Dammes errichteten Höhenzeichen pflegt man, wenn Dämme in vollem Profil „vor Kopf“ (s. § 25 unter 1. b) geschüttet werden sollen, beidseitig im Abstande der halben Kronenbreite Stangen zu errichten, durch welche das Mafs der oberen Schüttungsbreite festgelegt wird, damit die auf dem Dammkopf beschäftigten Vorarbeiter die obere Schüttungskante einrichten und einhalten können, während ihnen durch die wagerechten Latten der mittleren Stangen die Schüttungshöhe angegeben wird. Dabei sind die Dämme mit Rücksicht auf das Zusammensacken und Setzen von vornherein um das Sackmafs höher, oder bei Einhaltung der vorgeschriebenen Planumsbreite um so viel breiter zu schütten, dafs ein späteres Aufhöhen möglich wird, ohne dadurch die profilmäfsige Planumsbreite einzuschränken (s. § 30).

Bei Einschnitten wird die Tiefenlage des Planums durch ihren Höhenabstand von einnivellierten Pfählen ermittelt, die mit dem Fortschritt der Abgrabung tiefer und tiefer und zuletzt in der Tiefenlage des Planums gesetzt werden.

Um jederzeit, namentlich bei umfangreicheren Erdbauten, die Arbeitsleistungen ermitteln zu können, ist es erforderlich, vor Beginn der Abgrabung oder Anschüttung durch ein Höhennetz die ursprüngliche Geländegestaltung mit Bezug auf Höhenfixpunkte oder dadurch festzulegen, dafs Querprofile in geringen Abständen aufgenommen werden. Insbesondere wird dies notwendig, wo in unebenem Gelände die Arbeitsstellen eine grofse Breitenausdehnung annehmen, wie bei Bahnhöfen, bei hohen Dämmen, tiefen Einschnitten, oder wo der erforderliche Schüttboden aus seitlich liegenden Entnahmestellen gewonnen wird. Die Aufmessung der verbauten oder ausgegrabenen Erde kann dann leicht durch Bestimmung der Höhenunterschiede zwischen dem natürlichen und dem durch die Arbeiten herbeigeführten Zustande der Bodenoberfläche an den verschiedenen Punkten des Höhennetzes oder in den entsprechend dicht nebeneinander aufgenommenen Querprofilen erfolgen.

Aufser den hier kurz besprochenen Absteckungs- und Vorbereitungsarbeiten können zur Einleitung des Baues noch manche Ermittelungen zur Feststellung der zweckmäfsigsten Anlagen von Arbeitsbahnen und ähnliche Vorarbeiten notwendig werden, die aber so sehr durch die verschiedene Art der Erdbeförderung und des Betriebes an den Gewinnungs- und Verwendungsstellen bedingt sind und mit diesen in so innigem Zusammenhange stehen, dafs hier nicht weiter auf sie eingegangen werden kann, sondern auf die §§ 15 und 23 bis 25 verwiesen werden mufs.

§ 5. Vorbereitung des Baufeldes. Rodungs- und Nebenarbeiten. Vor Beginn der eigentlichen Erdarbeiten ist, nach Absteckung der Baulinie bezw. der entsprechenden Breite des Grundrisses, dieses Baufeld in gewisser Weise vorzubereiten, d. h. es mufs die weder als Auftragboden verwendbare, aus dem Einschnitt kommende, noch als Unterlage für eine Anschüttung günstige „Humusschicht“ oder „Ackerkrume“, auch „Mutterboden“ genannt, sowie etwa vorhandener Rasen abgehoben und zur Seite gesetzt werden, um später für die Abdeckung der Böschungen Verwendung zu finden. Ebenso müssen vorhandene Gebüsche, Hecken, Bäume oder sonstige Pflanzen beseitigt werden.

Zum Abheben der Rasendecke wird diese mit dem Wasen- oder Rasenmesser oder dem Rasenpfluge (s. Abb. 8 u. 9, S. 11) nach zwei zu einander senkrecht stehenden Richtungen in Streifen von 15 bis 20 cm, bezw. 30 bis 40 cm Breite zerschnitten, worauf die so gebildeten Rasenziegel mit der Rasenschaufel (s. Abb. 6 u. 7, S. 10) in einer Stärke von etwa 7 bis 9 cm herausgehoben und mit Schiebkarren zur

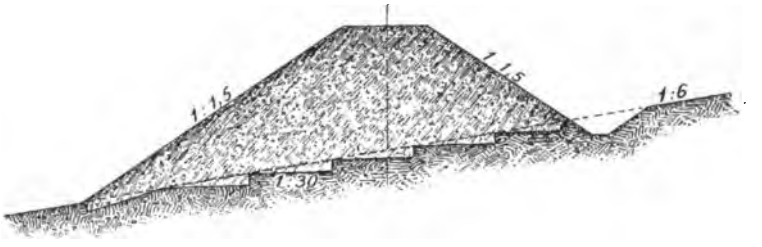
Seite des Baufeldes verkarrt werden. Die zur Bekleidung der Böschungen sich eignenden Rasenziegel werden neben dem zu schüttenden Damm in regelmäfsigen Abständen in Haufen aufgestapelt, die jedoch nicht länger als 3 bis 4 Wochen lagern dürfen, da der Rasen sonst verfault und nur als Humuserde zu verwenden ist.

Die Aufstapelung geschieht in der Weise, dafs die unterste Schicht mit der Grasnarbe nach unten und die folgenden Schichten so gelegt werden, dafs immer eine Grasnarbe an eine Wurzelfläche zu liegen kommt. Auch müssen die Haufen bei trockener Witterung häufig begossen werden.

Für das Gewinnen und seitliche Ablagern von Mutterboden sowohl, als auch von Rasenziegeln können f. d. qm 0,02 bis 0,03 Tagewerke, also bei einem Lohnsatze von 2,5 M. etwa 5 bis 7 Pf. gerechnet werden.

Bei Sumpf- und Moorboden wird zur Herstellung von Anschüttungen, bei geringer Tiefe des Moores, vielfach zunächst der schlammige Boden ausgebaggert, um den Damm auf den unten befindlichen festen Boden aufzusetzen. Bei sehr flüssigem Moorboden geschieht die Ausbaggerung zwischen zwei parallelen, in der Dammrichtung seitlich angeschütteten Kiesdämmen, die das Zusammenfliefsen des Schlammes an der Baggerstelle verhindern, wenn nicht der Damm selbst aus Steingeröll, Kies oder grobem Sande unmittelbar in den Sumpf geschüttet wird, so dafs er den Moorboden verdrängt und auf den festen Untergrund zu stehen kommt (s. auch § 8, Kap. II).

Abb. 20. *Stufenförmiges Anschneiden des Geländes für eine Dammschüttung.*



Bei seitwärts abhängenden oder talwärts geneigten Beschüttungsflächen mufs die Oberfläche vor der Anschüttung eines Dammes stufenförmig angeschnitten werden (s. Abb. 20), damit der Damm eine wagerechte Unterstützung findet und kein Abrutschen des aufzutragenden Bodens stattfinden kann (s. § 7, Kap. II).

Ist die zu beschüttende Fläche feucht und quellenreich, so mufs vor Beginn der Schüttung eine Entwässerung durch Sickerkanäle oder Drainröhren erfolgen. Namentlich ist dabei auf etwaige im Boden befindliche undurchlässige Ton- oder Lehmschichten zu achten, da diese, vom durchsickernden Wasser aufgeweicht und schlüpfrig gemacht, leicht die Ursache zu Dammbewegungen und Rutschungen (s. Kap. II dieses Bandes) werden können, sobald durch das Gewicht der Anschüttung das Gleichgewicht der über ihnen lagernden Bodenmassen gestört wird.

Die Kosten für die Entwässerungsanlagen setzen sich zusammen aus den Preisen der Materialien, dem Arbeitslohn für Erdarbeiten und demjenigen für das Einbringen der Materialien. Erstere sind abhängig von den örtlichen Verhältnissen, für die Arbeiten selbst werden in den §§ 6, 9 u. 18 Berechnungsunterlagen gegeben, so dafs in jedem einzelnen Fall die Preisermittelung geschehen kann.

Ist das in Frage kommende Gelände mit Buschwerk, Hecken oder Bäumen bewachsen, so sind sowohl vor zu erfolgenden Einschnittarbeiten, als auch vor Herstellung

von Anschüttungen, Rodungsarbeiten vorzunehmen, d. h. es ist das Gehölz abzuschlagen und die Wurzeln sind auszugraben und zu entfernen, weil sonst im ersteren Falle die durch ihr allmähliches Verfaulen schädlichen Holzteile in den aus dem Einschnitt zu gewinnenden Auftragboden gelangen würden, im letzteren Falle aber durch das Verbleiben der Pflanzenteile keine innige Verbindung des Auftragbodens mit der Erdoberfläche stattfinden könnte, wodurch in beiden Fällen Versackungen entstehen müfsten, die sich in der Anschüttung durch Risse und Rutschungen unangenehm bemerkbar machen würden.

Das Ausroden, Beseitigen und regelmäfsige Aufhäufen der Wurzeln von Gesträuchen und dünnen Stämmen, nachdem vorher das Holz selbst zur anderweitigen Verwertung dicht über dem Boden abgeschnitten wurde, erfordert für das Ar, also für 100 qm, je nach der Dichtigkeit des Bestandes, etwa 3 bis 5 Tagewerke, d. h. bei einem Lohnsatz von 2,5 M. etwa 8 bis 12 Pf. f. d. qm.

Für das Ausroden von Hochwaldwurzeln wird man 5 bis 8 Tagewerke f. d. Ar rechnen müssen, somit kostet das qm etwa 12 bis 20 Pf. Für das Ausroden einzelner gröfserer Baumstücke richtet sich der Preis nach dem Durchmesser in Brusthöhe und zwar wird man für das Meter Durchmesser 2 bis 3 Tagewerke oder 5 bis 7 M. ansetzen können. Das Ausroden der Hecken wird für das Meter Heckenlänge bezahlt, wofür 0,1 bis 0,2 Tagewerke oder bei gleichem Lohnsatz wie vorhin 25 bis 50 Pf. angenommen werden können.

Als Nebenarbeiten, die beim Erdbau häufig vorkommen, mögen hier noch erwähnt werden: Das Auswählen und Aufsetzen von guten, zu Mauerarbeiten verwendbaren Bruchsteinen aus der Abtragmasse, einschliefslich einer Förderung bis auf 100 m Weite. Hierfür ist ein Arbeitsaufwand von etwa 2 bis 3 Stunden f. d. cbm zu rechnen und zwar als Zulage zu den Gewinnungspreisen (s. § 9), aber unter Abzug der Masse bei Berechnung der Förderung (s. § 18).

Ebenso kann das Aushalten und Aussetzen von Bettungsmaterial und Mauersand in gleicher Weise mit $1^1/_2$ bis 2 Arbeitsstunden f. d. cbm angesetzt werden.

§ 6. Verwaltungsarbeiten vorbereitender Art. Von grofser Wichtigkeit für einen geregelten Betrieb bei umfangreicheren Erdarbeiten sind die Einrichtung der Baustellen, die Unterbringung und Verpflegung der Arbeiter, ihre Gesundheitspflege, die Regelung der Lohnverhältnisse und Arbeitszeiten, sowie das Zahlungs- und Rechnungswesen.

Die Vorschriften und Regeln für diese Anordnungen sind in ihrer Allgemeinheit im II. Kapitel „Bauleitung“ des 1. Bandes vom I. Teil dieses Handbuches behandelt. Hier sind daher nur die damit in Verbindung stehenden baulichen Anlagen, sowie die sonstigen die Erdarbeiten unmittelbar betreffenden und die Preisermittelungen beeinflussenden einschlägigen Verhältnisse kurz zu besprechen.

1. Einrichtung der Baustellen. Diese richtet sich im allgemeinen nach dem Umfange der Arbeiten. Bei kleineren Bauausführungen, die in kurzer Zeit und mit einfachen Mitteln vollendet werden können, bedarf es meist keiner besonderen Baulichkeiten.

Bei umfangreicheren Bauausführungen wird eine Bauhütte mit einem oder mehreren Arbeitszimmern und Zeichenräumen für die Beamten und geeigneten Gelassen für die Aufbewahrung der Akten, der Zeichnungen und Instrumente erforderlich. Auf gröfseren Baustellen kann auch die Herrichtung einer kleinen Wohnung mit Küche not-

wendig werden, mit welcher gewöhnlich ein Aufbewahrungsraum für solche Geräte und Gegenstände verbunden wird, die sorgfältig beaufsichtigt werden müssen. Für die zur Beförderung der Erde dienenden Geräte, für Ergänzungsstücke und für Gegenstände verschiedener Art sind gröfsere Schuppen und geschlossene oder offene Lagerräume einzurichten, für Sprengstoffe müssen abgelegene Erdhütten oder Kammern hergestellt werden. Wo Pferde zur Beförderung des Bodens verwendet werden, müssen Stallungen mit Futterkammern und mit Schlafräumen für die Treiber erbaut werden, wenn nicht in der Nähe der Baustelle schon vorhandene entsprechende Bauten für ihre Unterbringung zu benutzen sind.

Wo die Beförderung der Erdwagen mit Lokomotiven erfolgt, sind Schuppen zur Unterbringung der Maschinen, sowie Brunnenanlagen und Wasserstationen herzustellen, welch letztere meist in einfachster Weise aus einem Holzgerüst mit Bottich bestehen.

Je nach der Bedeutung der Arbeiten und der Art des Betriebs wird man ferner auf die Einrichtung einer mehr oder weniger ausgedehnten Werkstatt Bedacht nehmen müssen, die mindestens eine Schmiede und eine Stellmacherwerkstatt enthalten mufs, bei gröfseren Ansprüchen aber auch mit Werkzeugmaschinen und einer Dampfmaschine zu ihrem Betriebe zu versehen ist. Solche ausgedehntere Werkstättenanlagen werden meist da erforderlich, wo der Lokomotivbetrieb eingeführt ist und zur Vornahme von Ausbesserungen Maschinenbauanstalten in nächster Nähe der Baustelle nicht vorhanden sind.

In einzelnen Fällen wird es möglich sein, die für zukünftige Betriebszwecke erforderlichen Gebäude, wie Bahnwärter-, Bahnmeisterhäuser u. s. w. sofort zu erbauen und vorläufig zu Bauhütten u. dergl. einzurichten und zu benutzen. Dementsprechend werden solche Bauten nach allen Regeln der Baukunst herzustellen sein. Wo dagegen die im vorstehenden besprochenen Baulichkeiten nur einem vorübergehenden Zwecke dienen sollen, wird man sie, ihrer Bestimmung entsprechend, möglichst leicht und mit geringstem Kostenaufwande ausführen, so dafs bewohnte Räume höchstens in ausgemauertem Fachwerk, Magazine, Werkstätten, Schuppen u. s. w. in einfachstem Rahmwerk mit Bretterverschalung errichtet werden können.

Die Abschliefsung der Baustelle gegen das anliegende Gelände ist im offenen Felde nicht allgemein vorgeschrieben und hängt von den landespolizeilichen Bestimmungen, den Eigentums- und örtlichen Verhältnissen ab. Die Herstellung von Zufahrtwegen zu den Baustellen wird sich im allgemeinen auf solche Wege beschränken, die zur Herbeischaffung der erforderlichen Geräte und Materialien notwendig werden.

2. Unterbringung und Versorgung der Arbeiter. Liegen die Baustellen in der Nähe von Ortschaften, in denen die Arbeiter ein gutes Unterkommen finden können, so werden letztere ein solches allem anderen vorziehen und es brauchen keine besonderen Mafsnahmen getroffen zu werden. Liegen die Ortschaften aber zu entfernt, so mufs für die Unterkunft der Arbeiter für die Nacht, sowie für ihre Verpflegung gesorgt werden. Bei kleineren Arbeiten von geringer Dauer genügen Erdhütten oder Zelte. Manche genügsame Arbeiter verstehen es auch, sich in solchen Fällen mit geringen Mitteln wohnliche Behausungen einzurichten, und so entstehen häufig ohne weiteres Eingreifen der Bauverwaltung umfangreiche Kolonien, für welche sich dann auch Unternehmer finden, die auf eigene Kosten Wirtschaftsräume und Kantinen einzurichten bereit sind.

Bei länger andauernden Arbeiten jedoch ist die Bauverwaltung zur Erhaltung eines tüchtigen Arbeiterstammes häufig genötigt, Arbeiterbaracken zu erbauen und für

die leibliche Verpflegung der Arbeiter durch eine gute nahrhafte Beköstigung, durch Einrichtung von Badegelegenheiten, Krankenhäusern u. s. w. zu sorgen.

Eine einfache, für 80 Arbeiter eingerichtete Baracke ist in den Abb. 21 bis 24 dargestellt. Unten befinden sich neben einem Speisesaale *a* die Küche *b* mit Wirtschaftsraum *c*, sowie Wohnräume *e* auf der anderen Seite der Baracke für den Wirt und dessen Personal. Der Raum *d* kann als Aufbewahrungsraum dienen. Oben sind, neben einem mittleren Korridor liegend, 20 Zellen von etwa 9 qm Fläche eingerichtet, jede mit zwei Bettstellen für je 1 Mann und einer für 2 Mann, im ganzen also für 4 Mann. Der Korridor ist durch eine aufsen angebrachte Treppe zugänglich. Das Gebäude mit Wänden aus Fachwerk ist in wenigen Wochen herzustellen.

Abb. 21 bis 24. *Baracke für 80 Arbeiter.*

Abb. 21. Schnitt *A B.*

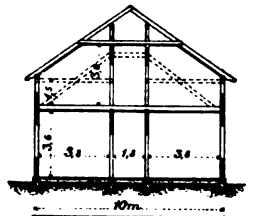


Abb. 24. Ansicht.

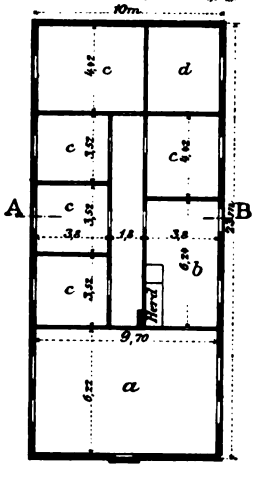


Abb. 22. Erdgeschofs.

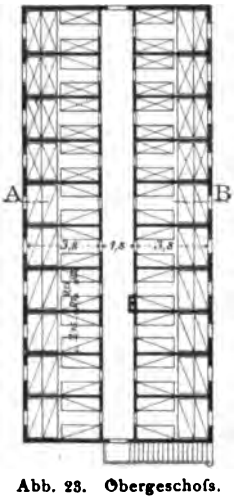


Abb. 23. Obergeschofs.

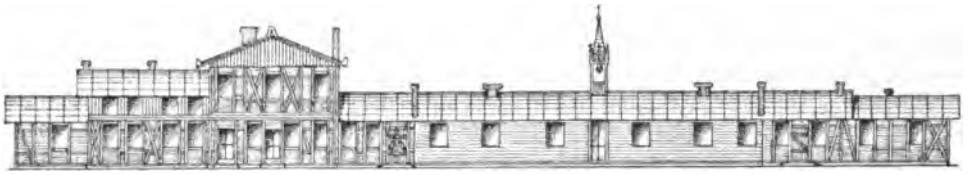
Wo Arbeiter in grofser Zahl zusammengezogen werden, erfordert die Gesundheitspflege noch die Anlage und Ausstattung von Lazaretten und Krankenstuben, deren Einrichtung am besten ähnlich den für militärische Zwecke bewährten zu wählen ist.

Beim Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals ist die Unterbringung und Verpflegung seitens der Verwaltung selbst übernommen worden, weil bei der Lage der Baustellen in langgestreckten Linien das Wohnen der Arbeiter in der spärlich bevölkerten Gegend erschwert war, so aber die Ordnung unter den Arbeitern besser aufrecht erhalten und auch ihre Verpflegung gänzlich unabhängig von äufseren Einflüssen durch die Verwaltung zu ihrem Wohle geregelt werden konnte. Die baulichen Anlagen für diesen Zweck bestanden in Lagern für 100 bis 500 Mann, je nach dem örtlichen Bedürfnisse. Ein solches Lager — beispielsweise dasjenige in der Nähe der Schleusenanlage an der Nordsee[9]) — bestand aus einem Verwaltungsgebäude, den Schlafbaracken und den Nebenbaulichkeiten nebst Einfriedigung. Das Verwaltungsgebäude (s. Abb. 25 u. 26) enthielt Verwaltungsräume, einen Laden für den Verkauf von Lebensmitteln und wollenen Kleidungsstücken, Tabak u. s. w., eine Kochküche nebst Speisekammer, einen Speise- und Versammlungssaal von 180 qm Grundfläche, der gleichzeitig als Betsaal benutzt wurde, eine Waschküche nebst Desinfektionsraum, einen Baderaum für Regenbäder, ein Arztzimmer nebst Wartezimmer für Revierkranke. Die Schlafbaracken (s. Abb. 27) enthielten heizbare Zellen von je 8 Lagerstätten mit 12 cbm Raum auf den Kopf nebst einem oder mehreren Räumen für Aufseher, welche sämtlich an einer

[9]) Deutsche Bauz. 1895, S. 250.

Abb. 25 u. 26. *Verwaltungsgebäude.*

Abb. 25. Vorderansicht.



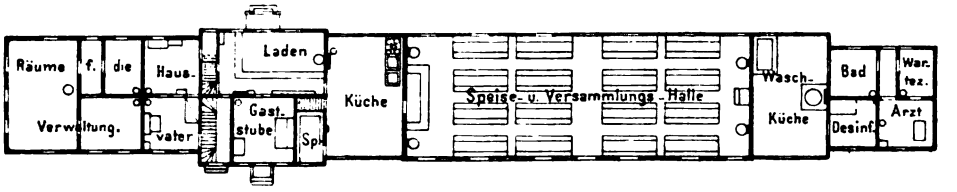
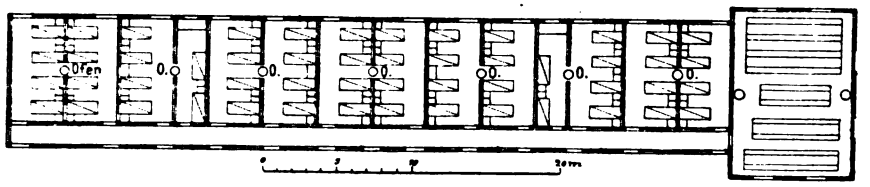


Abb. 26. Grundrifs.

langen, 1,3 m breiten Flur angeordnet waren. Wenn die Baracken vereinzelt an der Strecke lagen, so hatten sie am Giebel noch einen Versammlungssaal von 88 qm Grundfläche für die Arbeiter (s. Abb. 27). Ansicht und Aufrifs der Schlafbaracken entsprachen genau der für den einstöckigen Teil der Verwaltungsgebäude gewählten Anordnung. Die Nebenbaulichkeiten umfafsten die Aborte, Pferdestall, Wagenschuppen, Materialräume, Keller und Brunnen.[10]) Die Anlagen haben sich in jeder Beziehung gut bewährt.

Abb. 27. *Schlafbaracke für 100 Mann.*



Zur Aufrechterhaltung der Ordnung hatte die Verwaltung folgende Vorschriften erlassen:

Vorschriften für die Bewohner der Baracken.

Jeder in einer von der Kanalbauverwaltung errichteten Baracke Wohnende hat sich streng nach den folgenden Bestimmungen zu richten:

1. Bei seinem Eintritt in die Baracke erhält jeder Arbeiter
   a) eine eiserne Bettstelle mit Seegrasmatratze und Kopfpolster,
   b) eine (im Winter zwei) wollene Decke mit Überzug,
   c) ein Laken,
   d) ein Handtuch,
   e) einen verschliefsbaren Kasten.

Er ist verantwortlich für diese Gegenstände und hat dieselben, wenn er beurlaubt wird oder ausscheidet, abzugeben. Für die etwa hierbei oder bei einer Revision fehlenden Gegenstände hat er den Wert nach Festsetzung der Baracken-Verwaltung zu ersetzen.

2. Mit Ungeziefer behaftete Personen haben sich zunächst nach Anweisung des Barackenverwalters einer gründlichen körperlichen Reinigung zu unterziehen, auch ihre Kleider und Effekten einer Durchsicht und event. Desinfektion unterziehen zu lassen.

[10]) Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 94.

Kann dies wegen vorgerückter Zeit nicht noch am Tage ihres Eintrittes geschehen, so mufs der betreffende Arbeiter für die erste Nacht eine strenge Absonderung von den übrigen Barackenbewohnern sich gefallen lassen.

3. Die Zeit des Aufstehens ist vom Beginn der Arbeitszeit abhängig. Sie wird danach vom Barackenverwalter bestimmt und wird durch Läuten mit der Hausglocke kundgegeben. Eine halbe Stunde nach jenem Zeitpunkt müssen die Stuben von ihren Bewohnern verlassen sein.

Ausnahmen sind nur zu Gunsten von Revierkranken und solchen, die Nachtarbeit getan haben, zulässig.

4. Das Aufmachen der Betten, Reinigen der Stuben u. s. w. wird durch besondere Hausarbeiter besorgt. Dagegen ist jeder Arbeiter für die Reinhaltung aller sonstigen, ihm gehörigen oder zu seinem Gebrauch übergebenen Gegenstände selbst verantwortlich.

5. Jede vorsätzliche oder mutwillige Beschädigung der Gebäudeteile oder des Inventars, insbesondere das Beschmutzen, Bekritzeln der Wände, Türen, Fenster, Fensterbretter, Tische, Schemel u. s. w., das Beschneiden des Holzes derselben ist verboten, auch kann dem Schuldigen, abgesehen von der ihn treffenden Strafe, Schadenersatz auferlegt werden.

6. Inventarienstücke in andere Stuben zu verschleppen, ist verboten.

7. Auf möglichste Reinhaltung sämtlicher Räume in den Baracken hat jeder sorgfältig Bedacht zu nehmen. Insbesondere dürfen Arbeiten, welche die Stuben verunreinigen, daselbst nicht vorgenommen werden. Ebenso ist Kochen und Braten in den Stuben, wie Sälen oder Gängen, sowie jede Verunreinigung derselben durch Spucken, Abwerfen von Pfeifen- oder Zigarrenasche, von Speiseresten u. s. w. untersagt.

8. In Kleidern sich aufs Bett zu legen, ist verboten, ebenso jede Aufbewahrung von Sachen in den Betten.

9. Ohne besondere Erlaubnis darf niemand eine andere als die ihm zugewiesene Stube betreten.

10. Aller Lärm, unbefugtes Singen, Pfeifen, Musizieren u. s. w. ist untersagt. Nach 10 Uhr abends ist jede laute Unterhaltung, wie jede geräuschvolle Beschäftigung verboten.

11. Nach 10 Uhr abends darf auf den Stuben kein Licht mehr gebrannt werden.

12. Niemand darf seine Sachen umherliegen lassen oder an einem anderen als dem ihm angewiesenen Orte aufhängen, noch weniger zu letzterem Zwecke Nägel in die Wände schlagen. Am ungehörigen Orte vorgefundene Gegenstände werden von den mit der Reinigung der Räume betrauten Personen an den Barackenverwalter abgeliefert und sind von diesem durch Zahlung eines Strafgeldes von 5 oder 10 Pf. einzulösen.

13. Bei jedem Öffnen der Fenster sind dieselben mit den vorhandenen Stellvorrichtungen zu versehen.

14. Die persönliche Reinigung hat nur an den dafür bestimmten Stellen stattzufinden. Nach Beendigung derselben ist der Waschnapf auszugiefsen und, mit dem Boden nach oben gekehrt, auf die Waschbank zu stellen.

15. Die Erledigung der Bedürfnisse an anderen als den vorgeschriebenen Orten ist verboten.

16. Aus den Fenstern darf nichts gegossen oder geworfen werden.

17. Zum Waschen und Trocknen der Wäsche sind ausschliefslich die dazu bestimmten Räume und Plätze zu benutzen.

18. Mit dem Feuer und Licht ist mit der gröfsten Vorsicht umzugehen. Offene Lichter dürfen überhaupt in den Baracken nicht gebrannt werden. Das Rauchen im Bett, auf den Trocken- und Vorratsböden und in den Brennmaterialiengelassen ist verboten.

19. Das Aus- und Einsteigen durch Fenster, wie das Überklettern der Einfriedigung des Barackenlagers ist verboten.

20. Hunde und Katzen dürfen nur mit besonderer, jederzeit widerruflicher Genehmigung des Barackenverwalters gehalten werden.

21. Jeder hat seinen Kasten stets wohlverschlossen zu halten und den Schlüssel bei sich zu führen.

Es wird davor gewarnt, Geld oder sonstige Wertsachen in dem Kasten aufzubewahren, da für etwaige Verluste seitens der Bauverwaltung keine Entschädigung geleistet wird.

Dieselben sind vielmehr dem Barackenverwalter gegen Quittung zur Aufbewahrung zu übergeben.

22. Die in den Lagern vorhandenen Versammlungsräume stehen den Bewohnern der Baracken zum Aufenthalt von 6 Uhr morgens bis 10 Uhr abends, wo die Lichter gelöscht werden, offen. Der

Beginn der Mahlzeiten wird durch Läuten mit der Hausglocke bezeichnet. Wer nicht zur rechten Zeit zum Mittagessen sich einstellt, geht seines Anspruches darauf verlustig.

Für die Zeit, wo in einem Versammlungsraum Gottesdienst stattfindet, haben die an diesem nicht Teilnehmenden sich daraus fern zu halten.

23. Die Küche und alle Räume der Verwaltung dürfen ohne besondere Erlaubnis von den Arbeitern nicht betreten werden.

24. Im Winter um 9 Uhr, im Sommer um 10 Uhr werden die Baracken abgeschlossen und hat bis dahin jeder Arbeiter in dieselben zurückzukehren. An Sonn- und Feiertagen kann der Barackenverwalter diese Zeit um eine Stunde hinausschieben, wie er auch in besonderen Fällen einzelnen Arbeitern Erlaubnis zu längerem Ausbleiben geben darf.

25. Auf besondere durch den Barackenverwalter oder in seinem Auftrage ergehende Aufforderung haben sich sämtliche Barackenbewohner an dem zu bezeichnenden Ort innerhalb der Umwährung einzufinden.

26. Erkrankte, die in ein Krankenhaus kommen, oder Beurlaubte haben die Sachen, die sie in der Baracke lassen wollen, dem Barackenverwalter zur Aufbewahrung zu übergeben, der einen Empfangsschein darüber ausstellt. Die Rückgewährung dieser Sachen erfolgt gegen Rückgabe dieses Scheines.

27. Fremde Personen dürfen nur mit besonderer Erlaubnis des Barackenverwalters in die Baracken eingeführt werden.

28. In jeder Stube wird von den Bewohnern ein Stubenältester gewählt.

Derselbe hat die Ordnung und Ruhe in der Stube aufrecht zu erhalten und etwa vorkommende Unregelmäfsigkeiten sofort dem Barackenverwalter anzuzeigen.

Ein zweiter Stubenbewohner wird zum Stellvertreter des Stubenältesten gewählt, um diesen zu unterstützen und im Bedarfsfalle zu vertreten.

29. Der Stubenälteste, wie sein Vertreter, können bei Pflichtvernachlässigungen auf Antrag des Barackenverwalters durch den Barackeninspektor ihres Amtes entsetzt werden und hat alsdann eine Neuwahl stattzufinden.

30. Kommt keine Wahl zu Stande, so ernennt der Barackenverwalter den Stubenältesten und seinen Vertreter, die das Amt annehmen müssen und die Verantwortung desselben zu tragen haben.

31. Aufser dem Stubenältesten sind den Barackenbewohnern übergeordnet der Barackenverwalter und der Barackeninspektor, denen jene mit Achtung zu begegnen und deren Anordnungen sofort und unweigerlich nachzukommen ist.

32. Sind bei den Baracken ferner Leute zur Aufrechterhaltung der Hausordnung, Ruhe und Sicherheit in den Baracken angestellt (Pförtner, Nachtwächter, Feuerwehrwachleute u. dergl.), so sind auch deren dienstliche Anordnungen pünktlich zu befolgen.

33. Verstöfse gegen die Hausordnung, gegen Ordnung, Anstand und Sitte, sowie Ungehorsam gegen die Anordnungen der dienstlich zu solchen befugten Personen (No. 31 u. 32) ist der Barackenverwalter mit Geldstrafen von 10 Pf. bis 5 M. zu ahnden berechtigt, die dem Schuldigen bei der nächsten Lohnzahlung abgezogen werden.

Haben wiederholte Bestrafungen fruchtlos stattgefunden, so kann Entlassung aus der Arbeit verfügt werden.

34. Von jedem ordnungsliebenden Manne wird vorausgesetzt, dafs er jeden beim Barackenverwalter zur Anzeige bringt, der sich ungeziemend beträgt, damit durch sofortige Entfernung solcher Leute Ordnung, Anstand und gute Kameradschaft unter den Barackenbewohnern aufrecht erhalten werden können.

35. Wer Grund zu einer Beschwerde zu haben meint, oder sonst Anliegen und Wünsche in Bezug auf Hausordnung und Verpflegung in den Baracken hat, hat dieselben in anständiger, bescheidener Weise bei dem Barackenverwalter vorzubringen. Mehr als zwei Personen dürfen zu diesem Zwecke nicht zugleich den Letzteren angehen, Beschwerden mehrerer oder aller Bewohner einer Stube sind durch den Stubenältesten oder dessen Vertreter anzubringen.

36. Ist der Beschwerdeführer durch den Bescheid des Barackenverwalters nicht befriedigt oder fühlt jemand sich durch eine gegen ihn vom Barackenverwalter verhängte Strafe (No. 33) beschwert, so steht ihm der Beschwerdeweg an den Barackeninspektor offen. Will er diesen ergreifen, so hat er das — selbstverständlich ebenfalls in anständiger, bescheidener Weise — dem Barackenverwalter anzuzeigen, der die Anhörung seiner Beschwerde durch den Barackeninspektor veranlassen wird.

37. Die für Wohnung und Mittagessen täglich zu zahlende Vergütung, sowie die Preise für Frühstück, Mittag und einzelne Speisen und Getränke werden durch Aushang im Speisesaale bekannt gegeben.

38. Die Benutzung der vorhandenen Badeeinrichtung steht jedem Barackenbewohner ohne besonderes Entgelt frei, doch mufs jeder, der davon Gebrauch machen will, sich Tags zuvor beim Barackenverwalter melden, der ihm die Zeit, wo er das Bad nehmen kann, angiebt. Berechtigte Wünsche des Betreffenden werden hierbei nach Möglichkeit berücksichtigt werden.

Kiel, den 1. Juli 1890. **Kaiserliche Kanal-Kommission.**

3. Arbeitslohn und Arbeitszeit verdienen bei Ermittelung der Arbeitsleistungen (s. §§ 9 u. 15) und der Kosten (s. § 18) eine wesentliche Beachtung, da diese zu einem grofsen Teile noch von der Handarbeit abhängig sind, trotzdem bei gröfseren Erdarbeiten in immer ausgedehnterem Mafse Maschinen angewendet werden, die zwar unter sonst gleichen Verhältnissen eine wesentliche Einschränkung der Arbeiterzahl gegen früher zur Folge haben, sie aber nicht vollständig entbehrlich machen können.

a) Der Arbeitslohn. Der Preis der Handarbeit, der Tagelohn, richtet sich nach den Unkosten, welche dem Arbeiter zur Befriedigung seiner Lebensbedürfnisse erwachsen und nach dem Wettbewerb auf den verschiedenen Arbeitsgebieten. Bei gröfseren Erdarbeiten mufs meist ein grofser Teil der Arbeiter aus entfernteren Gegenden herangezogen werden, weil die in der Umgegend liegenden Ortschaften gewöhnlich nicht in der Lage sind, die erforderliche Anzahl der Arbeiter stellen zu können.

Damit ist naturgemäfs eine Änderung der Lohnverhältnisse verbunden. Die Preise für Wohnung und Nahrung steigen. Der fremde Arbeiter, der alles kaufen mufs und dem nicht immer die besten Bezugsquellen zur Verfügung stehen, gebraucht mehr zu seinem Unterhalt als der einheimische, der Ausfall an Arbeitszeit durch ungünstiges Wetter und an kurzen Tagen trifft ihn härter, weil er weniger Gelegenheit findet, sich mit häuslichen Arbeiten beschäftigen zu können. Dadurch ist für den fremden Arbeiter der Anspruch auf einen höheren Lohnsatz als der ortsübliche im allgemeinen gerechtfertigt. Die Steigerung des Lohnes betrifft aber nicht ihn allein, sie wird allgemein und es geniefst sie daher auch der ansässige Arbeiter.

Daneben ist zu beachten, dafs sowohl der Einheimische, welcher seine gewöhnliche Arbeit verläfst, um den Erdbauten sich zuzuwenden, als auch der aus entfernteren Gegenden herangezogene Fremde, seine Arbeitskraft möglichst hoch verwerten will und nicht zufriedengestellt ist, wenn ihm nicht Gelegenheit geboten wird, einen Teil des verdienten Geldes zur Unterstützung seiner Familie zurückzulegen oder zur Befriedigung weiterer Ansprüche, als sie aus den einfachsten Lebensbedürfnissen entstehen, zu verwenden.

Zu diesen, auf eine Erhöhung des ortsüblichen Lohnes gerichteten Ansprüchen, treten nicht selten die in ihrem Einflufs ganz unberechenbaren Wettbewerbe. Werden zu gleicher Zeit viele grofse Bauten ausgeführt oder ist durch industrielle, landwirtschaftliche und andere Unternehmungen eine grofse Nachfrage nach Arbeitern vorhanden, so überschreiten, wie die Erfahrungen erwiesen haben, die Forderungen der Arbeiter oft jedes durch die Lebensbedürfnisse berechtigte Mafs.

Alle diese Verhältnisse sind zu berücksichtigen, wenn es sich in besonderen Fällen um die Ermittelung des den Berechnungen zugrunde zu legenden Lohnsatzes handelt.

Über die Höhe des in den 70er Jahren des vorigen Jahrhunderts, als bekanntlich der Lohn sehr hoch stand, wirklich vorgekommenen Verdienstes der Erdarbeiter führt Plefsner in seiner „Anleitung zum Veranschlagen der Eisenbahnen“ an, dafs nach seinen, in fast allen Teilen des mittleren und nördlichen Deutschlands gesammelten Erfahrungen, ein tüchtiger und sefshafter Arbeiterstamm bei Erd-, Fels- und Tunnelarbeiten nur gehalten werden kann, wenn die fleifsigsten Akkordarbeiter mit Kippkarren und Wagenarbeiten, bei 11 bis 12 Stunden wirklicher Arbeitszeit, ausschliefslich der Erholungspausen, für den Tag verdienen:

a) in Posen, Ost- und Westpreufsen	22—24 Sgr.
b) in der Mark Brandenburg, Pommern, Lausitz und Schlesien	24—28 „
c) am Harz, in Sachsen, Thüringen, Hessen und Westfalen (ausschl. der Kohlenreviere)	30—35 „
d) in Süddeutschland $1^1/_2$ bis $1^1/_3$ Gulden gleich	25—28 „
e) in der Rheinprovinz und Südwest-Deutschland	36—40 „
f) in den Bergwerksbezirken Rheinland und Westfalen und in den grofsen Seestädten	40—45 „

Beim Bau der im Jahre 1874 vollendeten Venlo-Hamburger-Bahn wurde auf einen durchschnittlichen Verdienst der Akkordarbeiter von 2,5 M. für 10stündige Arbeit gerechnet.

Beim Bau der österreichischen Nordwestbahn haben die Erdarbeiter etwa 1 bis 1,20 Gulden oder 1,8 bis 2,2 M. täglich verdient.

b) Die Arbeitszeit. Diese wird durch die Örtlichkeit, durch die Art der Arbeit, durch die Empfindlichkeit der Arbeiter gegen Wetter und andere Umstände beeinflufst. Für mittlere Verhältnisse kann man rechnen, dafs aufser 60 Sonn- und Festtagen im Jahre 40 bis 50 Tage ungünstiger Witterung wegen ausfallen, so dafs im Mittel etwa 260 wirkliche Arbeitstage, also 71% bleiben.

Henz[11]) rechnet 270 wirkliche Arbeitstage, nimmt also an, dafs etwa 25% aller Tage im Jahre ausfallen, ein Prozentsatz, der an Arbeitsstellen, wo die zu bewegenden Bodenarten, wenn vom Regen durchnäfst, längere Zeit zum Aus- und Abtrocknen erfordern, noch gröfser werden kann. Häufig wird die wirkliche Arbeitszeit im Freien wesentlich geringer angenommen, beispielsweise zu 240 Tagen.

Andererseits berichtet Mohr[12]), dafs die Arbeit im Adendorfer Einschnitt vom 16. Juli 1862 bis dahin 1863 an 286,5 Tagen im Gange gewesen ist. Da das Jahr nach Abzug von 59 Sonn- und Festtagen 306 Arbeitstage hat, so ist die Erdförderung nur während 19,5 Tagen wegen ungünstiger Witterung unterbrochen worden. — Ein äufserst günstiger Fall.

Gebraucht ein Arbeiter je nach den verschiedenen Gegenden zu seinem Unterhalt täglich 1 bis 1,50 M., so würde er durch den Ausfall von etwa 100 Tagen allein zur Bestreitung dieser Kosten an jedem wirklichen Arbeitstage durchschnittlich 1,4 bis 2,1 M. einnehmen müssen.

An wirklichen Arbeitsstunden pflegt man je nach der Jahreszeit f. d. Tag

von Mai bis September	12 Stunden
im April und Oktober	10 „
im März und November	9 „
im Dezember, Januar und Februar	8 „

anzunehmen, so dafs auf den Arbeitstag im Mittel $10^1/_6$ Stunden kommen.

Bei den Ermittelungen der §§ 9 und 12 bis 18 werden als durchschnittliche tägliche Arbeitszeit 10 Stunden, als Kosten der Handarbeit für 10 Stunden eines mittleren Arbeiters 2,5 M. oder für die Stunde 25 Pf., ferner als tägliche Kosten für Pferde und zugehörige Treiber für das Pferd 7,5 M. angenommen.

B. Lösen und Laden des Bodens.

§ 7. Ordnung der Bodenarten nach Klassen. Auflockerung des Bodens. Für die Klassenordnung kann entweder die zur Gewinnung, d. h. zur Lösung und Ladung nötige Arbeitszeit einen Anhalt geben, oder es können die dazu erforderlichen Werkzeuge zugrunde gelegt werden.

---

[11]) L. Henz, Anleitung zum Erdbau. Berlin, 3. Aufl. 1874, S. 25.

[12]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 157.

1. Klassenordnung unter Berücksichtigung der Arbeitszeit. Man nennt eine Erde „ein"-, „zwei"- . . . . „*n*-männig", je nachdem sie unmittelbar fortgeschaufelt werden kann, oder noch weitere 1, 2 . . . . *n*—1 Arbeiter zum Lösen erforderlich sind, um einen schaufelnden Arbeiter stets mit fortzuschaufelnder gelöster Erde zu versehen. Hierbei mufs festgestellt werden, in welcher Zeit ein Arbeiter eine gewisse Menge der betreffenden Erde, z. B. 1 **cbm** lösen und in welcher Zeit er die von ihm gelöste Erde fortschaufeln, d. h. laden kann. Beträgt z. B. die Zeit des Lösens 3 Stunden, die Zeit des Fortschaufelns 1 Stunde, so müfsten gleichzeitig 3 Arbeiter lösen und 1 Arbeiter laden, also wäre die Erdart eine „viermännige". Ganz allgemein erhält man die „Männigkeit" der Erdart als Quotienten aus der gesamten Arbeitszeit, geteilt durch die zum Fortschaufeln erforderliche Zeit, mithin im angeführten Fall:

$$\frac{3+1}{1} = 4\,\text{männig}.$$

Kann ferner ein Arbeiter von einer bestimmten Erdart, die nicht gelöst zu werden braucht, eine bestimmte Menge, z. B. 10 **cbm**, im Tage fortschaufeln, so beträgt der Einheitspreis für 1 **cbm** Erde $^1/_{10}$ des Tagelohnes. Für eine zweimännige Erdart ergibt sich das Doppelte, für eine dreimännige das Dreifache u. s. w.

Die Bestimmung der „Männigkeit" der Erdarten ist aber insofern unzuverlässig, als sie genau genommen nur einem bestimmten Arbeiter angepafst erscheint, denn nicht jeder Arbeiter leistet das gleiche und selbst ein und derselbe Arbeiter wird am Morgen mit frischer Kraft mehr leisten, als am Abend. Deshalb erscheint die Einteilung der Bodenarten nach den zur Lösung erforderlichen Geräten zuverlässiger.

2. Klassenordnung unter Berücksichtigung der Geräte. Dabei können zunächst die Erdarten von den Felsarten getrennt werden, zwischen welchen beiden zweckmäfsig eine Übergangsstufe eingeschaltet wird. Teilt man ferner noch die Erdarten nach dem Grade ihrer Kohäsion und nach dem Widerstand, welchen sie der Lösung entgegenstellen, in 3 Klassen und die Felsarten in ebenso viele, so ergeben sich im ganzen 7 Bodenklassen.

Zu der 1. Klasse rechnet man reinen trockenen Sand, Dammerde und ähnliche lockere Erdarten, die einen so geringen Zusammenhang ihrer einzelnen Teile zeigen, dafs es zu ihrer Lösung keines besonderen Arbeitsaufwandes bedarf. Sie werden daher mit den gewöhnlichen Schaufeln und Spaten (s. Abb. 1 u. 2, S. 10) gewonnen und verladen.

Die 2. Klasse umfafst vorzugsweise die leichteren Lehmarten, welche mit dem Spaten sich noch leicht stechen lassen, ferner Sand, der durch Beimischungen gebunden ist, feinen Kies und Torfmoor. Zur Bearbeitung des Lehmbodens bedient man sich mit Vorteil der schlesischen Schaufel (s. Abb. 4 u. 5, S. 10), deren keilförmiges Blatt, wenn es in den Boden eingetrieben wird, denselben ablöst und dessen leicht gebogene Form das vorzeitige Abgleiten des Bodens verhindert, das Werfen daher erleichtert.

Beim Lösen der dichteren und zäheren Bodenarten dieser Klasse, namentlich also des Lehmes, werden meist steile Abtragswände von 3 bis 4 **m** Höhe gebildet, bei denen man die oberen Lagen häufig durch Keile (0,15 bis 0,26 **m** stark, etwa 1 **m** lang) abspaltet.

Die Keile werden in einer der Abtragswand annähernd gleichlaufenden Linie in Entfernungen von 1 bis 1,5 **m**, je nachdem es die Kohäsion des Bodens erfordert, eingesetzt und mit Schlägeln eingetrieben, bis die Schicht sich löst und abstürzt.

Zu der 3. Klasse gehören diejenigen Bodenarten, welche, ehe sie mit der Schaufel gefafst werden können, in der Regel noch einer besonderen Auflockerung bedürfen; vorzugsweise sind es die Tonarten, schwere Letten und Lehm, Mergel, ferner mit losen Steinen durchsetzte Bodenschichten und grober Kies. Einige dieser Bodenarten, besonders die Mergel, lassen sich noch mit Keilen lösen, bei Ton gelingt dies seltener, weil bei dessen zähem Gefüge die Keile keine Spaltungen hervorbringen. Solcher Ton mufs mit der Breithacke (s. Abb. 12, S. 11) gelöst und mit der Schaufel verladen werden. Feuchter Ton bleibt an der Schaufel haften und ist deshalb schwierig zu verarbeiten. Sprengungen mit Pulver sind bei einzelnen der bezeichneten Bodenarten, besonders bei Mergel, angewandt worden und haben dadurch günstige Erfolge gehabt, dafs sie grofse Massen vollständig gelockert und damit deren weitere Bearbeitung wesentlich erleichtert haben.

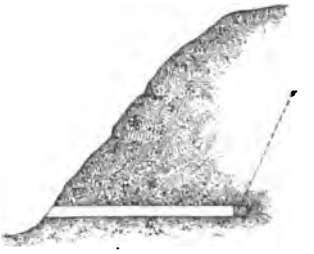
Die 4. Klasse umfafst die den Übergang zum festen Felsen bildenden Bodenarten, dessen Klüfte häufig mit weicheren Erdarten, wie Lehm oder Ton, ausgefüllt, häufig auch frei davon sind, wie Trümmergesteine, Gerölle, verwittertes Tagegestein, weiche Sandsteine in dünnen Lagen, kleinbrüchiger Schiefer.

Die zur Lösung dieser Bodenarten meist benutzten Geräte sind die Spitzhacke (Abb. 10 u. 11, S. 11), für gröfsere Stücke die Kreuzhacke (Abb. 13 u. 14), die Keilhaue (Abb. 15 u. 16, S. 11) und in Verbindung mit letzteren das Brecheisen. Sprengungen mit Pulver hat man mit Nutzen angewandt, wenn die Klüfte mit dichten Erdarten angefüllt waren, so dafs also die Minen in zusammenhängenden Massen angelegt werden konnten.

Henz[15]) führt folgendes Beispiel hierüber an: „Zur Schüttung eines langen, 44 m hohen Dammes in der Gebirgsabteilung der westfälischen Eisenbahn mufste das dazu geeignete Material von einer seitwärts liegenden, aus Keupermergel bestehenden, hohen und ziemlich steilen Wand entnommen werden. Der Abtrag derselben wurde zwar terrassenförmig in Angriff genommen; da aber die Arbeiter in den höheren Lagen wegen des weiteren Transportes den in den unteren nicht folgen konnten, so wurde die Wand immer steiler, so dafs ohne Gefahr an derselben nicht länger gearbeitet werden konnte, und zur Gewinnung des in grofsen Massen erforderlichen Materiales nur die Lösung durch Minen übrig blieb. Beim ersten Versuch wurde der Hauptminengang 0,94 m breit, 1,25 m hoch, ganz ausgezimmert rd. 19 m lang, rechtwinkelig auf die Richtung der Wand eingetrieben und vom Endpunkte dieses Ganges nach beiden Seiten unter rechten Winkeln zwei Flügel, jeder von rd. 22 m Länge, nach demselben Querprofil angelegt. Am Ende jedes derselben wurde der Minenofen 2,2 m im Durchmesser ausgebrochen und auf untergelegtem Stroh, um die Erdfeuchtigkeit davon abzuhalten, 200 kg Pulver in angebohrten Fässern eingebracht. Von jedem dieser Öfen wurden dreifache Zündschnüre durch die Gänge bis ins Freie geführt und letztere mit Steindämmen versetzt und mit Erde und Dünger wieder ausgefüllt (s. Abb. 28 u. 29). Die Entzündung erfolgte in beiden Öfen gleichzeitig; ein geringes Heben des Bodens und eine Bodenerschütterung in einer Ausdehnung von etwa 950 m Länge machte sich bemerkbar, dann entstand aber vollständige Ruhe. Der unmittelbar gelöste Boden enthielt aber nur 45 cbm, und der Versuch wurde schon als mifslungen betrachtet, als nach etwa 14 Tagen sich Risse in der Aufsenfläche der Wand zeigten, dieselbe sich allmählich auflockerte und durch Herabrieseln des Materiales sich vor der Wand eine etwa einfüfsige Böschung gestaltete. Vom Fufse derselben wurde nun das Material weggeladen, welches sich aber fortwährend durch neu herabkommendes wieder ersetzte. In solcher Weise sind, durch diese einzige Mine gelöst, gegen

Abb. 28 u. 29. *Minengang.*

Abb. 28. Längsschnitt.



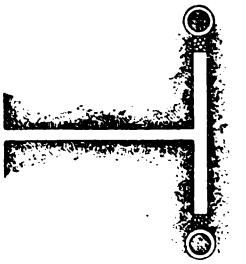


Abb. 29. Grundrifs mit Angabe der Minenöfen.

[15]) A. a. O. S. 113.

90000 cbm Boden gefördert worden. Der Kostenaufwand war ein verhältnismäfsig sehr geringer und betrug:

	Tlr.	Sgr.
für Anlage, Verzimmerung, Verdämmung und Füllung der Minengänge und Öfen	71	25
„ 400 kg Pulver à 7,5 Sgr.	100	—
„ 113 m Zündschnur	5	—
„ die Pulvertonnen	3	15
zusammen . .	180	10 = 550 M.,

es kostete 1 cbm hiernach wenig über 0,6 Pf. zu lösen.

Solcher Minen sind demnächst noch mehrere in der weiteren Ausdehnung der Wand mit gleich gutem Erfolge angelegt worden. Die Abweichungen vom vorgeschriebenen Verfahren beschränkten sich darauf, dafs die Öfen nicht in der geraden Verlängerung der Flügelgänge, sondern unter einem rechten Winkel von ihnen abgezweigt, der Hauptgang, gleich dem jedes der beiden Flügel, 26,36 m lang und die Sohle derselben zur besseren Abführung des Quellwassers mit entsprechender Steigung angelegt wurde. An den österreichischen Gebirgsbahnen hat man seit einer Reihe von Jahren und in neuerer Zeit bei vielen Bahnbauten diese Minen mittels einer galvanischen Batterie angezündet.“

Zu der 5. Klasse rechnet man Felsarten in Bänken von nicht zu grofser Mächtigkeit und Festigkeit, so dafs sie noch mit Spitzhacke und Brecheisen oder durch Unterkeilung der Lager gelöst werden können;

zu der 6. Klasse gehören Felsarten in geschlossenen Bänken, welche mit Pulver oder Dynamit gesprengt werden müssen;

zu der 7. Klasse endlich gehören die sehr festen, schwer schiefsbaren Massengesteine der ältesten Formationen, wie Granit, Gneis, Quarz, Syenit, Porphyr.

Die Schwierigkeit der Gewinnung der verschiedenen Felsarten hängt nicht allein von ihrer inneren Beschaffenheit ab, sondern wesentlich auch von der Lagerung der Schichten in Beziehung zu den Abtragprofilen, ob sie aus dem natürlichen Lager gehoben oder von der Seite gefafst werden können oder gar vor Kopf abgearbeitet werden müssen; ferner davon, ob der Arbeitsraum eng oder weit ist. Je geringer die Breite, in welcher der Felsen abgetragen werden mufs, desto mehr Arbeit erfordert das Lösen der zwischen den Böschungslinien des Profiles eingespannten Gesteinsmassen.[14])

3. Die Auflockerung des gelösten Bodens. Durch das Lösen entsteht bei jeder Bodenart eine gewisse Auflockerung, d. h. der durch Aufhauen, Abkeilen, Schroten oder Sprengen gewonnene Boden nimmt einen bedeutend gröfseren Raum ein, als im ursprünglichen Zustande. Bei den Bodenarten der 1. Klasse ist diese durch das Lösen entstehende Rauminhaltsvergröfserung nur sehr gering. Bei fettem Boden, sowie bei den verschiedenen Gesteins- und Felsarten, also bei den Bodenarten der 2. bis 7. Klasse kann man dagegen eine Raumvergröfserung von 20 bis 30% beobachten. Die Berücksichtigung dieser Tatsache ist für den Unternehmer von Erdarbeiten von gröfster Wichtigkeit, da er seinen Preis für die Abführung des gelösten Bodens nicht nach dem Rauminhalt des zu lösenden gewachsenen Bodens, sondern nach demjenigen des gelockerten gelösten Bodens stellen mufs, um keine Einbufse am Fuhrlohn zu haben. Liegen keine Erfahrungen über die Auflockerung einer bestimmten Bodenart vor, so erscheint es geraten, entsprechende Versuche anzustellen.

Durch den Druck, welchen bei Herstellung der Aufträge die oberen Schichten auf die unteren ausüben, und durch das Setzen der Dämme wird der aufgelockerte Boden zum Teil, aber nie ganz wieder verdichtet. Die bleibende Raumvergröfserung

[14]) Siehe Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1877, Heft 2, S. 85.

nach Vollendung der Arbeit wird von Henz[15]) aus einer Reihe von Beobachtungen bei Ausführung grofser Erdarbeiten angegeben:

bei	Sandboden zu	1	bis	1½	%
„	Lehm und leichteren Erdarten . .			3	„
„	Keuper und Mergelarten	4	„	5	„
„	festem Ton	6	„	7	„
„	Felsen	8	„	12	„

Oft hat sie mehr, manchmal weniger betragen, je nachdem viel oder wenig Arbeit zur Dichtung verwendet, oder längere Zeit bis zur endgiltigen Einebnung gelassen werden konnte.

§ 8. Sprengarbeiten. Wie S. 29 erwähnt wurde, sind bei losem Gestein und festen dichten Erdarten mitunter Sprengungen aus gröfseren stollenartig getriebenen Minenherden mit Nutzen angewandt worden. Auch in solchen Fällen haben sie sich wirksam gezeigt, wo zwischen festen Gesteinsmassen gröfsere Tonlager sich fanden, in welchen die Minen leicht herzustellen waren. Allgemein jedoch kommen in festem Gestein derartige Sprengungen bei Eisenbahn- und Strafsenbauten selten vor; vielmehr dienen hier zur Aufnahme der Sprengladungen meist durch Hand- oder Maschinenarbeit hergestellte Bohrlöcher. Die dabei in Anwendung kommenden Bohrer haben meifselartige Schneiden, mit der sie zermalmend auf das Gestein wirken. Bei Handarbeiten benutzt man entweder Bohrer, die von einem Arbeiter geführt und gedreht, von einem oder zwei anderen mit Hämmern eingetrieben werden, oder sogenannte „Stofsbohrer“, die an längere Eisenstangen angeschweifst, mit diesen niedergestofsen werden. Letztere von einem oder zwei Arbeitern geführte Bohrer (einmännige, zweimännige) finden bei Herstellung tiefer, annähernd lotrechter Bohrlöcher Verwendung; für die mehr in wagerechter Richtung oder nach oben zu treibenden Bohrlöcher werden „Schlagbohrer“ erforderlich. Auch bei Benutzung der Stofsbohrer pflegen die Bohrlöcher in dem obersten Teil bis zu einer für die Führung des Stofsbohrers erforderlichen Tiefe mit Schlagbohrern hergestellt zu werden.

Über die Leistungen der Arbeiter beim Bohren geben folgende Angaben (nach J. Mac-Mahon) einige Anhaltspunkte.

In den Steinbrüchen zu Dalkey in Irland haben in festem Granit 3 Arbeiter (zwei zum Schlagen, einer zum Halten und Drehen des Bohrers) mit Bohrern von

3″	(= 0,076 m)	Durchmesser	5′	(= 1,52 m	lauf.	Meter)	Bohrloch
2¼″	(= 0,057 m)	„	6′	(= 1,83 m	„	„)	„
2″	(= 0,051 m)	„	8′	(= 1,44 m	„	„)	„
1¾″	(= 0,045 m)	„	12′	(= 3,66 m	„	„)	„

durchschnittlich in einem Tage fertiggestellt. Mit Bohrern von 1″ (0,025 m) Durchmesser für die Zerkleinerung der Felsstücke hat ein Mann durchschnittlich 8′ (= 2,44 m) gebohrt.

Nach Herstellung von durchschnittlich 1 lauf. Fufs (= 0,305 m) Bohrloch mufsten die Bohrer jedesmal wieder geschärft werden. Die zum Schlagen benutzten Hämmer hatten ein Gewicht von

16 Pfund	für 3″ Bohrer	14 Pfund	für 2″ u. 1¾″ Bohrer
18 „	„ 2½ u. 2¼″ „	3—7 „	„ 1″ „

Mit Stofsbohrern von 1⅛ bis 1½″ Durchmesser haben 2 Mann f. d. Tag 16 lauf. Fufs (= 4,88 m) Bohrloch hergestellt.

Nach Henz können von den kleinen 25 mm weiten Bohrlöchern zwei Mann täglich in Sandstein 6 m bis 6,5 m, in festem Kalkstein 2 bis 3 m, in Granit und Hornstein 1,75 bis 2,5 m bohren.

---

[15]) A. a. O. S. 61 u. 62.

Eine grofse Bedeutung haben in neuerer Zeit die Bohrmaschinen erlangt, die in verschiedener Ausführung, zumeist zwar für unterirdische Arbeiten, aber auch bei den Arbeiten über Tage verwandt worden sind.

Als Sprengmittel wird aufser dem gewöhnlichen Schwarzpulver vielfach eine der explosiven Nitrilverbindungen verwandt. Eine der wirksamsten ist das Nitroglyzerin, welches durch Verbindung von Glyzerin mit einem Gemisch von konzentrierter Salpetersäure und Schwefelsäure hergestellt, in flüssigem Zustande (als sogenanntes Sprengöl) sehr leicht explodiert und gefährlich im Gebrauch ist, deshalb mit anderen festen Körpern vermengt wird.

Unter den so entstehenden Nitroglyzerinpulvern ist das Dynamit das bekannteste. Es kommt mit sehr verschiedenen Gehaltsgraden von Nitroglyzerin im Handel vor. Für Sprengungen in mildem Gestein wird unter den Präparaten von A. Nobel & Comp. das Dynamit No. 3 empfohlen, welches 35% Nitroglyzerin enthält, die von Kieselguhr und mit Salpeter getränktem Holzmehl aufgesogen sind. Es entzündet sich bei 180° und erstarrt bei + 8°. Dynamit No. 2 mit 45 bis 50% Nitroglyzerin eignet sich besonders zur Verwendung bei mittelhartem Gestein.

Die Nitroglyzerinpräparate pflegen in Patronenform geliefert zu werden. Sie können nur durch starke Zündkapseln (Knallquecksilber u. s. w.) zur Explosion gebracht werden; dabei müssen die Knallpräparate, bezw. deren Kupferhülsen, in direkter Berührung mit dem Sprengmittel stehen.

Hitzegrade unter 80° haben keinen Einflufs auf Dynamit; wird die Erhitzung nach und nach gesteigert, so brennt es bei 193° mit lebhafter Farbe ohne Explosion ab.

Erstarrte Nitroglyzerinpulver sind durch sehr starke Knallpräparate zur Explosion zu bringen, dürfen aber nicht hohen Hitzegraden ausgesetzt oder mit glühenden Körpern in Berührung gebracht oder gewaltsam zerstückt werden.

Die nicht erstarrten Präparate sind gegen Schläge und Stöfse nahezu unempfindlich, mit Feuer oder glühenden Körpern berührt, brennen sie ruhig ab, ohne zu explodieren. Die Explosionsgefährlichkeit des Dynamits wird vielfach überschätzt.[16]) Um sie noch zu vermindern, werden die Nitroglyzerinpräparate wohl mit Kampfer versetzt.

Die Nitroglyzerinpräparate unterscheiden sich von dem gewöhnlichen Schwarzpulver durch die Schnelligkeit der Verbrennung. Pulver braucht längere Zeit dazu, als eine gleiche Menge Dynamit; die Explosion ist daher eine weniger intensive und häufig werden unverbrannte Pulverteile beim Explodieren mit fortgerissen. Die rascher brennenden Sprengmittel werden durch Klüfte und Gänge im Gestein weniger in ihrer Wirkung beeinflufst, als die langsamer brennenden; sie bedürfen auch keiner so festen Minenverdämmung. Sie gestatten das freie Auf- und Anlegen von Ladungen und geben auch da noch vollen Effekt, während langsam wirkende solchen Aufgaben gar nicht nachkommen können.

Eine wichtige Rolle spielt in neuester Zeit die in den Nobel'schen Fabriken hergestellte Sprenggelatine, deren Wirkung bei gleichem Verbrauch gröfser ist, als beim Dynamit.

Schiefsbaumwolle nimmt einen um etwa 1/8 gröfseren Raum ein, als eine gleichwertige Dynamitmasse, gilt aber für durchaus ungefährlich.

---

[16]) Um die Vorurteile über die Explosionsgefahr bei Verwendung von Dynamit zu beseitigen, hat der Oberingenieur Roux in Frankreich alle Angaben über erfolgte Explosionen zusammengestellt und gefunden, dafs letztere bei Dynamit seltener vorkommen als bei Pulver. Ann. des mines 1879, S. 229.

In Österreich hat man mehrfach ein Präparat, genannt Diorexin, mit Nutzen angewandt (u. a. beim Bau der Istrianer Staatsbahn), welches aus 1,75% Pikrinsäure, 7,49% Holzkohle, 10,49% Buchensägespänen, 42,78% Kaliumsalpeter, 23,16% Natriumsalpeter, 13,40% Schwefel (0,55% Verlust) besteht. Dasselbe soll um 25% leichter als Schwarzpulver sein, $^1/_5$ weniger kosten und bei gleichem Rauminhalt gleiche explosive Kraft mit diesem haben. Dem Dynamit gegenüber hat seine Verwendung zu bedeutenden Verminderungen der Gewinnungspreise bei Felsarbeiten geführt.

Die gewöhnliche Art der Zündung ist die mittels Zündschnüren, welche am zweckmäfsigsten gleich in die Patronen mit eingebunden werden. Bei systematischer Anordnung mehrerer Ladungen wird die Wirkung des Sprengens durch eine gleichzeitige Entzündung sämtlicher Patronen wesentlich erhöht, deshalb ist die elektrische Zündung von gröfstem Nutzen. Man bedarf dazu einer sehr einfach herzustellenden elektrischen Zündmaschine[17]) in Verbindung mit metallischen Leitungen nach und von den Minen, sowie die Kuppeldrähte zwischen den einzelnen Patronen.

Folgende Angaben über Minenanlagen und Ladungsermittelungen sind dem Aufsatze: „Die Sprengmittel der Neuzeit und ihre Hilfsmittel im Dienste des Eisenbahnbauwesens" im Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1875 entnommen. Jede Mine, mit Ausschlufs der Einbruchminen, soll parallel mit der nächsten freien Fläche laufen. Das Verhältnis der Tiefe t der Mine (= Längenmafs des Bohrloches) zur Vorgabe w, d. h. dem Mafs der kürzesten Verbindungslinie vom Minenboden bis zur nächsten freien Fläche, ist ein ganz bestimmtes, wenngleich in den verschiedenen Medien wechselndes. In festem homogenem Gestein schwankt es zwischen $1^1/_2$ und 2, also $t : w = 2 : 1$.

Im lässigen und brüchigen Gestein ist das Verhältnis $t : w = 1^1/_4 : 1$; in fester Erde $t : w = 1^1/_2 : 1$. Nie darf t kleiner als w sein.

Die Entfernung zweier Minen, die einander unterstützen sollen (Minenabstand), ist bei der Einzelzündung das $1^1/_4$ bis $1^1/_2$fache der Vorgabe, bei der elektrischen Zündung dagegen das 2fache. Hier zeigt sich vorzüglich der Vorteil der elektrischen Zündung.

Die Verdämmung v (d. h. jener Besatz aus Erde, Bohrmehl und Wasser, der auf die Minenladung gesetzt wird, um den Explosionsgasen einen Widerstand in der Richtung der Bohrlochachse zu leisten) ist abhängig von der Ladungshöhe (l) und soll nie kleiner als diese sein. $v \geq l$.

Trotzdem die brisanten Sprengmittel eine weniger feste Verdämmung verlangen als die langsam wirkenden, ist es doch unwirtschaftlich, dieselbe zu vernachlässigen. Ist $v > 1^1/_2 l$, so ist sie unnötig grofs, die $1^1/_2$fache Ladungslänge ist das gröfste Mafs der Verdämmungslänge.

Die Bohrlochtiefe bestimmt sich aus der Ladungslänge, welche die gewählte Vorlage bedingt. Die kleinste Bohrlochtiefe ist die zweifache der Ladungslänge. Die gröfste Bohrlochtiefe erhält man für ein gegebenes Medium durch Versuche, indem man, je nach dem Gestein, mit $t = 1^1/_2 w$ oder $2 w$ beginnt und die Tiefe vermehrt, bis die Wirkung der Ladung nicht mehr bis zum Minenmund reicht.

Nach der für die gewählte Vorlage bestimmten gröfsten Tiefe lassen sich die Tiefen für alle Vorgaben durch einfache Proportion berechnen. Es sei z. B. die kleinste Tiefe für eine Vorgabe von 4 m gleich 6,5 m, so ist sie für die Vorgabe 1,5 m gleich 2,5 m.

Die Bohrlochweiten sind durch die Ladungsmengen, also eigentlich durch die Vorgaben bestimmt. Folgende Zusammenstellung kann übrigens als Norm angenommen werden:

Vorgaben	bis 1 m			verlangen	2,80 cm
„	von 1,25	bis	1,75 m	„	4,00 cm
„	„ 2,00	„	2,50 m	„	5,25 cm
„	„ 2,75	„	3,00 m	„	6,60 cm
„	über 3,25			„	8,00 cm

weite Bohrlöcher. Diese Bohrlochweiten werden hergestellt mit Bohrern von 2,54, 3,65, 4,90, 6,25 und 7,65 cm Kronenbreite. Die Ladung einer Mine ist nur von dem Widerstande des zu sprengenden Mediums und der gewählten Vorgabe abhängig.

Nach Lebrun verhalten sich für Schwarzpulver die Ladungen zweier ähnlichen Minen in gleichem Medium wie die Kuben ihrer Widerstandslinien: $L : L_1 = w^3 : w^3_1$.

---

[17]) Über Zündmaschinen von Bornhardt vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1880, S. 15.

Der Widerstand des Mediums wird ermittelt, indem man die kleinste Ladung für 1 m Vorgabe durch Probeminen sucht. Solche Ladung K (in Kilogramm) ist der Widerstandskoeffizient des Mediums für das versuchte Sprengmittel $L = K \cdot w^2$.

Diese Formel, für Schwarzpulver aufgestellt, pafst nicht vollständig für Dynamit, indem sie mit wachsenden Vorgaben zu grofse Ladungen ergibt.

Der Verfasser des genannten Artikels ermittelt daher den Widerstand des Mediums für eine Vorgabe von 1 m und für eine wesentlich gröfsere Vorgabe und führt für die dazwischen liegenden Vorgabengröfsen proportionale Werte ein. Hat er beispielsweise die kleinste Ladung für 1 m Vorgabe zu 0,5 kg, für 6 m Vorgabe zu 29 kg gefunden, so würde nach der Formel $L = K \cdot w^2$

für $w = 1$ der Widerstandskoeffizient $K = 0{,}5$

„ $w = 6$ „ „ $\frac{29}{6^2} = 0{,}134$,

der Unterschied also 0,5—0,134 = 0,366 sein und der Widerstandskoeffizient würde f. d. Meter um 0,073 abnehmen, also für

2 m	gleich	0,5—0,073	gleich	0,427	
3 m	„	0,5—0,146	„	0,354	
4 m	„	0,5—0,219	„	0,281	
5 m	„	0,5—0,292	„	0,208	
6 m	„	0,5—0,366	„	0,134	sein.

Hiernach läfst sich dann nachstehende, für den Gebrauch auf der Baustelle sehr zweckmäfsige Tabelle II berechnen.

Tabelle II.

Beziehungen zwischen Vorgabe und Ladung beim Sprengen.

Vorgabe w m	Ladung L kg	Anzahl der Patronen grofse	kleine
1,0	0,500	9	3
1,5	1,553	31	2
2	3,360	67	1
2,5	5,938	118	2
3	9,180	182	3
3,5	12,863	257	1
4	16,640	332	2
4,5	20,048	400	3
5	22,500	450	—
5,5	23,293	465	2
6	29,000	579	3

Dabei ist die grofse Patrone zu 0,05 kg, die kleine Patrone zu 0,017 kg des Nobel'schen Dynamits No. 3 gerechnet. Zur raschen Ermittelung der Ladungshöhen ist folgende Zusammenstellung bequem zu gebrauchen. Es geben 0,500 m Ladungshöhe bei einer Bohrlochweite von

2,80 cm	gleich	0,356 kg	Dynamit
4,00 cm	„	0,800 kg	„
5,25 cm	„	1,585 kg	„
6,60 cm	„	2,375 kg	„
8,00 cm	„	3,165 kg	„

Die Sprengarbeiten, sowie die Gesteinsbohrmaschinen sind im Kapitel über Tunnelbau eingehend behandelt, so dafs obige kurze Angaben genügen mögen.

§ 9. Arbeitsaufwand und Preisermittelung für die Bodengewinnung durch Handarbeit. Für den Arbeitsaufwand, welcher bei den verschiedenen oben besprochenen Bodenklassen durch das Lösen, einschliefslich eines Schaufelwurfes oder der Einladung in Schiebkarren, erfordert wird, kann man etwa die folgenden Grenzwerte annehmen.

		Arbeitsstunden
Kl. I.	Loser Sand, Dammerde u. s. w. für das cbm Abtragboden .	0,5—0,9
„ II.	Leichter Lehm, feiner Kies, Torfmoor u. s. w.	0,9—1,5
„ III.	Schwerer Lehm und Ton, Mergel, fester grober Kies	1,5—2,3
„ IV.	Trümmergestein, Gerölle, kleinbrüchiger Schiefer u. s. w. . .	2,3—3,3
„ V.	Felsen, welcher noch mit Spitzhacke und Brecheisen zu lösen ist	3,3—4,5
„ VI.	Felsen in geschlossenen Bänken, welcher gesprengt werden mufs	4,5—6
„ VII.	Sehr fester, schwer schiefsbarer Felsen der ältesten Formationen als Granit, Gneis, Quarz, Syenit, Porphyr	6—10

Bei Ermittelung der Preise für das Lösen und Laden der verschiedenen Bodenarten kommt zunächst die dafür aufzuwendende, im Vorstehenden angegebene Arbeitszeit in Betracht. Wird für eine 10stündige Arbeit ein Lohnsatz von 2,5 M. angenommen, so erhält man hieraus und aus der zum Lösen und Laden erforderlichen Arbeitszeit die in den ersten Spalten der Tabelle III angegebenen Werte.

Tabelle III.

Preise über Bodengewinnung und Verladung (bei einem Lohnsatze von 25 Pf. f. d. Arbeitsstunde).

Klasse	Bodenarten	Arbeitsaufwand für das cbm in Stunden	Kosten für das Kubikmeter der Arbeitsleistung in Pfennigen	Kosten für das Kubikmeter der Geräte in Pfennigen	Kosten für das Kubikmeter der Sprengstoffe in Pfennigen	Gesamtkosten in abgerundeten Summen in Pfennigen
I.	Loser Sand, Dammerde u. s. w.	0,5—0,9	12,5—22,5	—	—	15—25
II.	Leichter Lehm, feiner Kies u. s. w. . . .	0,9—1,5	22,5—37,5	5	—	30—45
III.	Schwerer Lehm und Ton, Mergel, fester grober Kies	1,5—2,3	37,5—57,5	6	—	45—65
IV.	Trümmergestein, Gerölle, kleinbrüchiger Schiefer u. s. w.	2,3—3,3	57,5—82,5	8	—	70—95
V.	Felsen, welcher noch mit Spitzhacke und Brecheisen zu lösen ist	3,3—4,5	82,5-112,5	10	—	100—130
VI.	Felsen, welcher gesprengt werden mufs .	4,5—6	112,5-150	10—15	20—30	150—200
VII.	Sehr fester, schwer schiefsbarer Felsen der ältesten Formationen	6—10	150—250	15—20	30—40	200—320

Was die Geräte betrifft, so haben die Arbeiter Spaten und Schaufel selbst zu halten; es kommen daher bei den leichteren Bodenarten Kosten für Geräte zum Lösen nicht in Anrechnung. Für die schwereren Bodenarten werden den Arbeitern Hacken, Brecheisen, Keile, Schlägel, Hammer u. dergl. geliefert; die Kosten hierfür betragen etwa 5 bis 10 Pf. f. d. cbm; für das Bohrgerät einschliefslich Unterhaltung können bei leichterem Felsen 10 bis 15 Pf., bei festem Felsen 15 bis 20 Pf. f. d. cbm angenommen werden. Die Kosten für Sprengmittel, wie Pulver, Dynamit, Zündschnüre, elektrische Vorrichtungen mit Leitungen, wechseln bei den verschiedenen Gesteinsarten bedeutend. Auf einigen Bahnen in Süddeutschland sollen nach Henz zur Lösung von Quadersandstein und Muschelkalk in festen Bänken (also Bodenklasse VI) f. d. cbm 0,275 bis 0,4 kg Pulver, f. d. kg 60 bis 70 Pf., verwendet sein, so dafs mit Hinzurechnung der Kosten für Nebenmaterialien durchschnittlich 24 Pf. auf 1 cbm kommen.

Bei Granit, Gneis, Syenit u. s. w. (Klasse VII) sind nach demselben Schriftsteller 0,45 kg Pulver (oder 0,84 kg Sprengöl) und $1^1/_8$ m Zündschnur, zusammen im Werte von 35 bis 37 Pf., zu rechnen. Bei schwerem Gestein müssen die abgeschossenen Massen

noch zerkleinert und ladefertig gemacht werden, wofür noch 10 bis 15 Pf. f. d. cbm in Ansatz zu bringen sind.

Hiernach können für den zum Lösen und Laden der einzelnen Bodenklassen erforderlichen Arbeitsaufwand, für Geräte und Sprengstoffe die in der Tabelle III aufgeführten Preise als Mittelwerte angenommen werden. In der letzten Spalte der Tabelle sind die aus den Einzelpreisen, unter Hinzurechnung eines mäfsigen Betrages für Unternehmergewinn, durch Abrundung entstehenden Summen enthalten. Die Preise verstehen sich einschliefslich der Kosten für das Laden des Bodens in niedrige Fördergeräte, wie Schiebkarren, oder für einfachen Spatenwurf. Das durch höhere Fördergeräte erschwerte Aufladen ist unter den Beförderungsarbeiten in Anschlag zu bringen.

Die Wasserhaltigkeit des Bodens ist vorzugsweise bei den leichteren Arten von Einfluſs auf die Gewinnungsarbeiten. Für das durch den Wasserzusatz erschwerte Lösen und Laden kann man bei leichtem Boden eine Mehrausgabe von etwa 15 bis 20 Pf. f. d. cbm rechnen.

Plefsner führt an, dafs folgende Gesamtkosten für Felsarbeiten in Wirklichkeit bei ihm bekannten Bahnen aufgewandt worden sind:

	Pfennige
Für Tonschiefer und Keuper, Lösen und Laden (mit Pulver und Gezähe) f. d. cbm	60—85
„ weifsen und roten Sandstein, leichte Grauwacke, Trümmerbasalt	80—120
„ Kohlensandstein, feste Grauwacke, feldspatfreien Granit, Grünstein	130—170
„ feste, auf dem Kopfe stehende Grauwacke, Marmor, Kalkspat- und quarzreichen Granit	160—200
„ sehr festen weifsen Granit, derben Porphyr, Melaphyr, Klingstein, Hornblende	200—250

Nach Seefehlner[18]) hat man beim Bau der Karlstadt-Fiumaner Eisenbahn folgende Bodenklassen unterschieden und die daneben bemerkten Grundpreise f. d. cbm vergütet:

1. Erdreich, mit der Stichschaufel lösbar	0,25 M.
2. Erdreich, mit der Breitkrampe lösbar	0,33 „
3. Erdreich, mit der Spitzhacke zu lösen	0,51 „
4. Kalksteinbildung, die nur mit Keil und Brechstange zu gewinnen	0,82 „
5. Felsbildung, welche zum Teil mit Pulver oder Dynamit geschossen werden mufste	1,34 „
6. Fels, welcher durchgehends geschossen werden mufste	1,85 „

Die Berechnung nach diesen Bodenklassen soll zu erheblichen Meinungsverschiedenheiten zwischen der Staats-Bauverwaltung und der Unternehmung geführt haben.

Abweichend von dem üblichen, auch hier eingeschlagenen Verfahren, den Widerstand, welchen die Erd- und Felsmassen der Gewinnung aus ihrem gewachsenen Zustande entgegenstellen, nach dem Aufwande an Tagewerken und Sprengstoff zu beurteilen, hält von Rziha es für geboten[19]), die zur Loslösung der Massen tatsächlich aufgewendete mechanische Arbeit als Unterscheidungsmerkmal einzuführen, wonach sich die Gewinnungsfestigkeit der verschiedenen Boden- und Felsarten ergibt. In der angeführten Quelle heifst es:

„Bei der Festhaltung dieses Grundgedankens entsteht jedoch ein Problem von gewisser Schwierigkeit, weil der Einfluſs der Verspannung des Gebirges (vergl. hierüber Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 395) von der Querschnittgröfse des Baues abhängt, weil ferner der Umstand mafsgebend ist, ob die Gewinnung eine ober- oder unterirdische ist, weil viele Nebenumstände eintreten können, welche die Leistung beeinflussen und weil die Nutzwerte der hier in Frage kommenden Triebkräfte nur annähernd bekannt sind.

---

[18]) Vergl. Jul. Seefehlner, Die Karlstadt-Fiumaner Bahn und der Hafen von Fiume. Zeitschr. f. Bauk. 1881, S. 217.

[19]) Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 176.

In der vorliegenden Arbeit soll nun versucht werden, die Gewinnungsfestigkeit der Einschnittmassen in annähernden Gröfsen zu bestimmen. Zu dieser Bestimmung dienen folgende Grundwerte:

a) Der mittlere Aufwand von Tagewerken bei der Gewinnung von Einschnittmassen, wie solcher bei verschiedenen Eisenbahnbauten erfahrungsgemäfs erhoben wurde.

b) Die mittlere tägliche mechanische Nutzleistung eines Arbeiters. Dieselbe berechnet sich auf (12 — 2) 0,6 . 60 . 60 . 6 = 129600, also rd. 130000 **mkg**. In dieser Rechnung bedeutet 12 die mittlere Schichtdauer in Stunden, 2 die zur Essenszeit und vollständigen Ruhe verwendete Stundenzahl (1 Stunde Mittagszeit und 2 halbe Stunden Vesperzeit). Es verbleiben also 10 Stunden Arbeitszeit; von dieser Zeit gelangt jedoch nur ein Teil zur mechanischen Ausnutzung, weil der Arbeiter, je nach seiner sekundlichen Anstrengung, mehr oder minder oft ausruhen mufs, um Atem zu holen und frische Kräfte zu sammeln. Nach meinen diesfälligen Beobachtungen des Bau- und Bergarbeiters beträgt dieser Teil, je nach der Schwere der Arbeit, $^5/_{10}$ bis $^8/_{10}$ der Arbeitszeit; im Mittel können hier nur $^6/_{10}$ gerechnet werden. Die während dieser Tätigkeit (Aktionszeit) vorkommende mittlere Sekundenleistung kann bei Verwendung von 12stündigen Schichten nach mannigfacher Erfahrung nicht höher als zu 6 **mkg** angesetzt werden. Es entspricht diese Gröfse auch dem mittleren Sekundenwerte der Versuche und Angaben, welche Belidor, Navier, Coulomb, Desagulier, Hachette, Morin und Poncelet gemacht haben und welche auch in der deutschen Literatur leitend wirkten.

c) Der mittlere erfahrungsgemäfse Verbrauch von Dynamit No. 1 in den verschiedenen Sprenggesteinen.

d) Die nach der technischen Ähnlichkeit der Nutzarbeit (vergl. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886, S. 19, auch Glasers Annalen 1886, No. 215, S. 218) beim Schleudern von Geschossen aus Gewehren und Kanonen berechnete annähernde Nutzleistung der Sprengstoffe, hier des Dynamits No. 1, in der Höhe von rund 75000 **mkg** für 1 **kg** Ladung.

Hiernach ergiebt sich die folgende Tabelle:

Tabelle IV.

Gewinnungsfestigkeit des Gebirges in Bahneinschnitten.

Gebirgsgattung	Bezeichnung des Gebirges	Verbrauchte Tagewerke für 1 cbm Gebirge, das Tagewerk = 130000 mkg	Verbrauchtes Dynamit No. 1 für 1 cbm zu 75000 mkg kg	Menschenarbeit für 1 cbm Gebirge mkg	Dynamitarbeit für 1 cbm Gebirge mkg	Gewinnungsfestigkeit für 1 cbm Gebirge mkg	Verhältnis der Gewinnungsfestigkeit
I a	Milder Stichboden	0,08	—	10400	—	10400	1,0
I b	Schwerer „	0,12	—	15600	—	15600	1,5
II a	Milder Hackboden	0,16	—	20800	—	20800	2,0
II b	Schwerer „	0,20	—	26000	—	26000	2,6
III a	Mildes gebräches Gestein . .	0,30 (0,20 — 0,40)	—	39000	—	39000	3,8
III b	Festes „ „ . .	0,50 (0,40 — 0,60)	0,10	65000	7500	72500	7,1
IV a	Festes Sprenggestein	0,70 (0,60 — 0,80)	0,20	91000	15000	106000	10,2
IV b	Sehr festes Sprenggestein . .	1,00 (0,80 — 1,20)	0,30	130000	22500	152500	15,0
IV c	Höchst festes „ . .	1,60 (1,20 — 2,00)	0,50	208000	37500	245500	24,0

Diese Zusammenstellung gibt Gelegenheit, die gesamten Lösekosten eines Kubikmeters Gebirge und danach den Preis von 1000 **mkg** der beim Betriebe an Bahneinschnitten geleisteten mechanischen Arbeit berechnen zu können (s. Tabelle V, S. 38). Es betragen im Mittel die Tagelöhne in den Gebirgsgruppen I bis III a je 2 M., im Sprenggestein 2,5 M.; das Dynamit No. 1 ist mit 2 M. für 1 **kg** berechnet;

für Geräte werden 13%, für Verzinsung des Betriebskapitales und für Gewinn werden 12%, dann für Zündung beim Sprenggestein 5%, also bei den Boden- und Felsgruppen I bis IIIa je 25%, bei den Gruppen IIIb und IV je 30% Zuschlag berechnet.

Tabelle V. **Gesamte Lösekosten.**

Gruppe des Bodens und Felsens	Arbeitskosten für 1 cbm M.	Dynamitkosten für 1 cbm M.	Zusammen M.	25% bezw. 30% Zuschlag M.	Gesamt-Gewinnungskosten für 1 cbm M.	Also kosten 1000 mkg der mechanischen Arbeit Pf.
I a	0,08 . 2,00 = 0,16	—	0,16	0,04	0,20	1,9
I b	0,12 . 2,00 = 0,24	—	0,24	0,06	0,30	1,9
II a	0,16 . 2,00 = 0,32	—	0,32	0,08	0,40	1,9
II b	0,20 . 2,00 = 0,40	—	0,40	0,10	0,50	1,9
III a	0,30 . 2,50 = 0,75	—	0,75	0,19	0,94	2,4
III b	0,50 . 2,50 = 1,25	0,10 . 2,00 = 0,20	1,45	0,48	1,93	2,6
IV a	0,70 . 2,50 = 1,75	0,20 . 2,00 = 0,40	2,15	0,65	2,80	2,6
IV b	1,00 . 2,50 = 2,50	0,30 . 2,00 = 0,60	3,10	0,93	4,03	2,6
IV c	1,60 . 2,50 = 4,00	0,50 . 2,00 = 1,00	5,00	1,50	6,50	2,6

Es ist von wissenschaftlichem, wie praktischem Interesse, die Kosten der Nutzleistungen verschiedener Triebkräfte (gemessen an der Anfangsmaschine, also mit Ausschlufs der Transmissionen und etwaiger Zwischen- oder Endmaschinen) untereinander zu vergleichen, wenn die nachfolgenden Kostenangaben auch nur einen allgemeinen Wert und keinen Wert für besondere Fälle haben, weil diese letzteren immer von rein örtlichen Verhältnissen abhängen.

Es kosten 1000 **mkg** nützliche Arbeit verschiedener Triebkräfte in Pfennigen annähernd:

des Wassers . . .	0,04 Pf.	der Pferde . . .	0,58 Pf.
„ Windes . . .	0,08 „	„ Menschen . .	1,90 „
„ Dampfes . .	0,14 „	des Dynamites . .	2,70 „
„ Gases . . .	0,15 „		

§ 10. Bodengewinnung mittels Maschinen. In neuerer Zeit hat für gröfsere Erdarbeiten die Bodengewinnung mittels Grabmaschinen (Exkavatoren, Trockenbagger u. s. w.) eine weite Verbreitung gefunden, obwohl bei ihren hohen Anschaffungskosten nur Behörden, Gesellschaften oder geldkräftige und vielbeschäftigte Unternehmer, die leicht Gelegenheit finden, sie durch wiederholte Verwendung auszunutzen, sich auf ihre Anschaffung einlassen können.

Als das günstigste Arbeitsfeld für Trockenbagger haben sich Abträge von bedeutendem Inhalt in gleichmäfsigem, nicht zu festem Boden erwiesen. In kleineren Einschnitten stellt sich die Handarbeit meist vorteilhafter, weil die teueren Geräte und der durch ihre häufige Versetzung erschwerte Betrieb sich nicht bezahlt machen. In Einschnitten von grofser Tiefe und in festem Boden bietet dagegen der englische Einschnittbetrieb (s. § 24 unter 4. b) besondere Vorteile.

Ihrer Konstruktion nach kann man unterscheiden:

1. Grabmaschinen, die dem Pfluge nachgebildet sind (selbstladende Karren, Schraper),
2. Grabmaschinen, die einer durch Maschinenkraft bewegten Schaufel entsprechen (Löffelbagger),
3. Grabmaschinen, die in ihrer Anwendung und Wirkungsweise die Flufsbagger nachahmen (Eimerkettenbagger).

1. Dem Pfluge nachgebildete Grabmaschinen. Der Pflug selbst ist vielfach schon im 17. Jahrhundert und wohl auch noch früher zu Erdarbeiten, namentlich zum Auswerfen von Gräben benutzt worden.[20]) Als solcher bewirkte er aber nur bis auf eine gewisse Tiefe die Lösung des Bodens. Durch entsprechende Umformung und durch Vereinigung mit einem Karren oder Wagen wurde der Pflug zu einer Grabmaschine, die den Boden nicht allein löst und gleichzeitig ladet, sondern ihn auch fortbewegt und als sogenannter Schraper (s. § 21) in neuerer Zeit namentlich in Amerika vielfach verwendet worden ist.

Die neueren Grabmaschinen dieser Gattung werden häufig auch nach Art des Fowler'schen Dampfpfluges durch Göpel und durch einen feststehenden Motor mittels einer Seiltransmission über das Arbeitsfeld bewegt.[21]) Dabei lösen die an der Vorderseite des Wagens befindlichen Pflugscharen den Erdboden, während auf der entgegengesetzten Wagenseite das von den Pflugscharen gelöste Erdreich auf ein in der Längsrichtung des Wagens bewegtes endloses Tuchband geschoben und durch dieses einem zweiten, quer zum Wagen angeordneten zugeführt wird. An das Ende dieses letzteren, etwas ansteigenden Tuchbandes angelangt, stürzt der gelöste Boden entweder zur weiteren Beförderung in untergestellte Karren, oder er fällt nieder, um an Ort und Stelle zur Dammbildung benutzt zu werden.

Abb. 30 u. 31. *Löffelbagger von Ruston, Proctor & Cie.* M. 0,007.

Abb. 30. Seitenansicht.

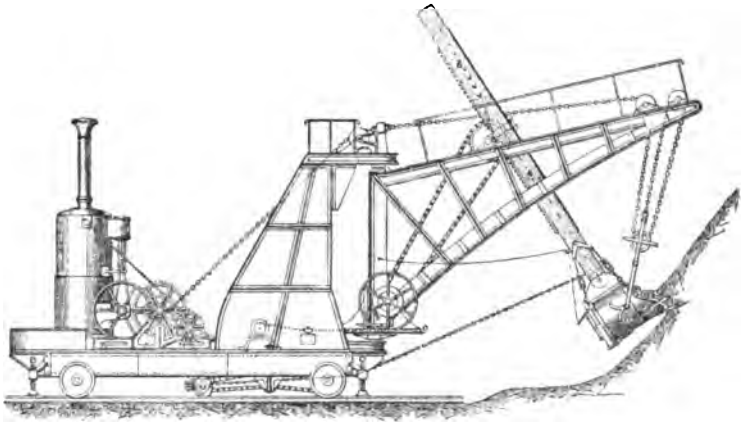
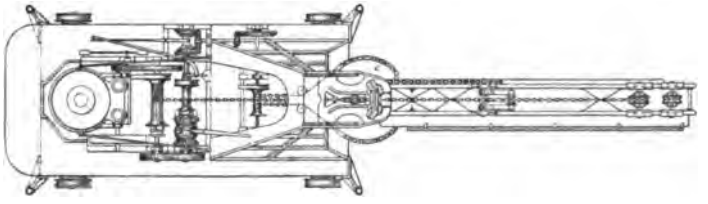


Abb. 31. Grundriſs.



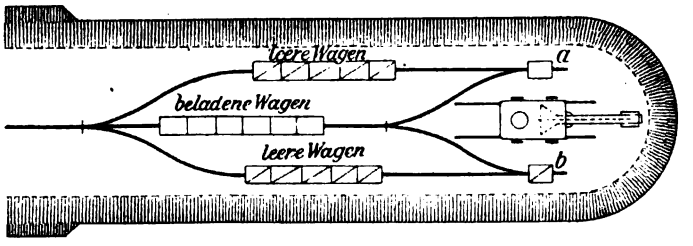
2. Die **Löffelbagger**, auch **Stiel-** und **Schaufelbagger** genannt, sind seit Ende der 30er Jahre in Anwendung. Ihr vom Amerikaner Ottis stammendes Urbild hat mannigfache Verbesserungen erfahren und wird jetzt vorzugsweise in der von der Firma Ruston, Proctor u. Cie. in Lincoln eingeführten Bauart verwendet (s. Abb. 30 u. 31). Bei diesem auf einem

[20]) Hottenroth, Zur Geschichte der Grabmaschinen u. s. w. Zeitschr. f. Bauk. 1882, S. 506.

[21]) Lueger, Lexikon der gesamten Technik, Bd. IV, S. 748 und die daselbst angeführte Literatur.

Schienengleis laufenden Trockenbagger ist das an einem Stiel befestigte Baggergefäfs an einem in wagerechtem Sinne drehbaren Krane mit Flaschenzügen aufgehängt, wird an dem mit einer Zahnstange versehenen Stiele durch Vorgelege gegen die Erdwand vorgeschoben und dann um den Stützpunkt des Stieles als Drehpunkt mittels der von einer Dampfmaschine angezogenen Krankette hochgewunden, wobei das Baggergefäfs sich mit Erde füllt (s. Abb. 30, S. 39). Hat letzteres seinen Höhepunkt erreicht, so wird der Kran so weit gedreht, bis der Kübel über dem zur Abfuhr des Bodens dienenden Karren hängt; eine am Boden des Kübels angebrachte Klappe wird dann geöffnet und das Erdmaterial fällt in den Wagen. Nach Rückdrehung des Kranes in die zum Angriff der Erdwand geeignete Stellung beginnt das Spiel von neuem.[22]) In der Regel arbeitet der Bagger also vor Kopf der Ausschachtung. Soll ein zweigleisiger Bahneinschnitt hergestellt werden, so kann man nach Abb. 32 das Baggergleis in seine Achse legen, für die Wagen ein Mittelgleis und zwei Nebengleise anordnen und diese mit dem Mittelgleise durch kurze Weichen verbinden. Die auf den Nebengleisen aufgestellten leeren Wagen werden von einem Pferde neben den Bagger geschleppt, welcher abwechselnd nach rechts und links ladet, so dafs man, ohne die Abgrabung unterbrechen zu müssen, den gefüllten Wagen *a* gegen einen leeren vertauschen kann, während der auf der rechten Seite stehende Wagen *b* von der Grabmaschine beladen wird.

Abb. 32. *Anordnung des Ladegleises.*



Die Gröfse des Kübels richtet sich nach den Bodenarten. Nach Schnitgers Angabe[23]) fafste der in einem 6 m tiefen Einschnitt durch schweren blauen Ton arbeitende Bagger etwa 0,6 cbm und schnitt bei jedem Hube 0,2 m tief den Boden ab. Nach anderen Mitteilungen geben die Erbauer dem Eimer bei härtestem, geröllhaltigen Lehm 0,76 cbm Fassungsraum, bei anderem harten Boden 0,95 cbm, bei loser Erde, Sand, Kies 1,14, selbst 1,33 cbm und rechnen die Zeit für jeden Hub, einschliefslich des Verlustes durch Aufenthalt, zu etwa einer Minute. Über die mittlere Tagesleistung enthält das in Fufsnote 22 angegebene Werk von Salomon & Forchheimer auf S. 43 folgende Angaben:

Nach Samuel in zähem geröllhaltigen Lehm	250	cbm f. d. Tag
„ „ „ gutem Boden	306 bis 386	„ „
„ Schnitger bei 8stündiger Arbeitszeit an der Verbindungsbahn in Sunderland	306	„ „
„ Boldauf in 10stündigem Arbeitstage bei:		
Hafenbauten der Great-Eastern-Bahn bei Harwich in zähem, blauen Ton	504 (?)	„ „
Dockbauten in Greenock	367	„ „
Einschnitt in feuersteinhaltiger Kreide für die Deal-Dover-Eisenbahn	382	„ „

Daselbst werden die Kosten eines Baggers, einschliefslich Ersatzteilen, Kohlen- und Wasserwagen, sowie 150 m Gleis zu 27000 M., die Jahreskosten an Zinsen (5%), Ausbesserungen und Abschreibungen (10%), Verfrachtung und Aufstellung zu 6550 M. angegeben. Aus letzterem Betrage ergeben sich die Tageskosten unter Annahme von 220 Arbeitstagen im Jahre zu 29,77 M. und bei Hin-

[22]) Über die geschichtliche Entwickelung der Trockenbagger und über verschiedene Arten derselben, welche aufser den hier beschriebenen mit mehr oder weniger Erfolg angewandt wurden, vergl. das sehr lesenswerte, mit zahlreichen Zeichnungen ausgestattete Werk: „Neuere Bagger- und Erdgrabmaschinen“ von B. Salomon und Dr. Ph. Forchheimer. Berlin 1888.

[23]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 193.

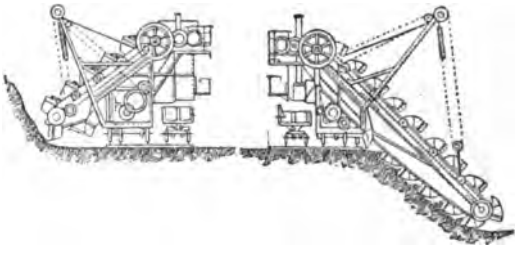
zurechnung der täglichen Löhne für 13 Mann und 2 Pferde mit Treibern, Kohlen (700 kg) und Schmiermitteln, von zusammen 60 M. zu: 89,77 M.

Trotz mancher Vorzüge, welche die Löffelbagger darbieten, ist ihre Leistung insofern ungünstig, als sie mit nur einem Eimer arbeiten, der nach jeder Füllung behufs seiner Entleerung zum Förderwagen und dann leer wieder zurück zur Böschung bewegt werden mufs. Während dieser verschiedenartigen Verrichtungen wird die Betriebsmaschine sehr ungleich in Anspruch genommen, sie arbeitet nicht stetig. In dieser Beziehung werden die Löffelbagger durch die Eimerkettenbagger übertroffen.

3. Die Eimerkettenbagger. Der erste Trockenbagger dieser Art ist im Anfange der 60er Jahre von dem Franzosen Couvreux in Betrieb gesetzt und später am Suez-Kanal 1863/66, bei der Donau-Regulierung 1869/73 und auf anderen Baustellen in der gleichen Ausführungsweise benutzt worden. Im wesentlichen den Nafsbaggern nachgebildet, trägt er eine gerade Leiter, um welche die Eimerkette, wenn der Bagger auf der Einschnittsohle steht und die Erde durch Untergraben gewonnen wird, so läuft, dafs die gefüllten Eimer auf der Oberseite der Leiter liegen. Steht der Bagger dagegen in Höhe der Böschungsoberkante und wird die Erde an der Böschung abgeschabt, so hängen die gefüllten Eimer an der Unterseite der Leiter. Im ersten Falle wird mit kurzer Leiter (Hochbagger, s. Abb. 33), im zweiten mit langer Leiter (Tiefbagger, s. Abb. 34) gearbeitet. Der Bagger wird auf ein Schienengleis gestellt, welches der abzubauenden Strecke parallel liegt und auf diesem Gleis durch Maschinenkraft weiter bewegt, während die Eimerkette den Boden abgräbt, in die Höhe schafft und beim Übergange über die obere Turaswelle auf eine Erdrutsche fallen läfst, von der er in die zur Weiterbeförderung bestimmten Geräte gelangt (s. Abb. 33 bis 37). Meist erfolgt die Weiterbeförderung des gebaggerten Bodens mittels Kippwagen, welche bei grofsen Fördermassen in ganzen Zügen durch Lokomotiven, bei kleineren Förderungen einzeln oder gruppenweise durch Menschen oder Pferde fortbewegt werden. Das Gleis für die Förderwagen liegt parallel dem Gleise des Trockenbaggers. Beim Verladen ganzer Züge schiebt die hinter dem Zuge befindliche Lokomotive auf ein gegebenes Zeichen einen Wagen nach dem anderen unter die Erdrutsche, welche während des Vorrückens des Zuges so lange geschlossen bleibt, bis der zur Aufnahme des Baggerbodens an die Reihe kommende Wagen unter der Rutsche steht. In besonderen Fällen wird zur Weiterbeförderung des Bodens auch eine mechanische Fördervorrichtung (bewegte endlose Bänder u. s. w.) mit der Grabmaschine verbunden, welche den Boden seitwärts fortbewegt und in bestimmten Entfernungen ablagert.

Abb. 33 u. 34. *Eimerkettenbagger.*

Abb. 33. Hochbagger. Abb. 34. Tiefbagger.



Im Laufe der Zeit hat der Couvreux'sche Trockenbagger manche Vervollkommnungen erfahren, die sich hauptsächlich auf die Drehbarkeit der Maschine, auf die Anordnung des Gestelles, der Leiter, der Kette, der Becher und ihre Entleerungsweise beziehen.

Drehbare Eimerkettenbagger ermöglichen bei Anwendung des Hochbaggers (s. Abb. 33) die Entnahme des Bodens vor Kopf, also das Vorgehen in einem Schlitz, wobei der gegrabene Boden rückwärts in die Fördergefäfse abgeliefert wird. Dabei hat man wohl eine Drehscheibe zur Aufnahme je eines Erdwagens hinten an die Grab-

Abb. 35 bis 37. *Couvreux'scher Eimerkettenbagger.* M. 1 : 150.

Abb. 35. Vorderansicht.

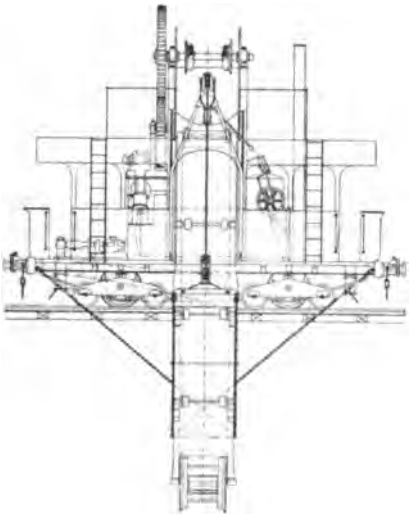


Abb. 36. Seitenansicht.

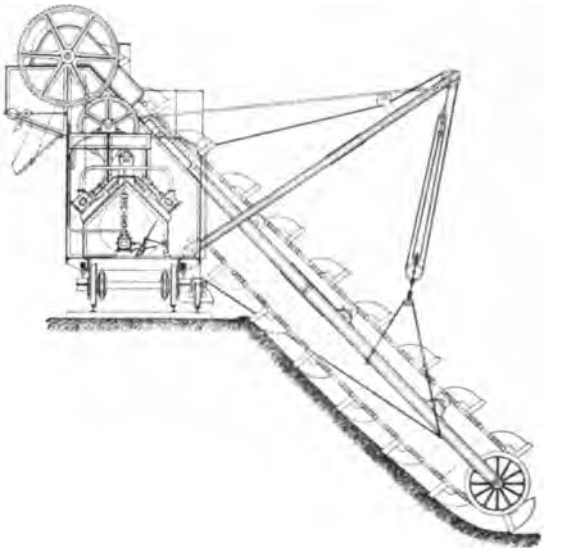
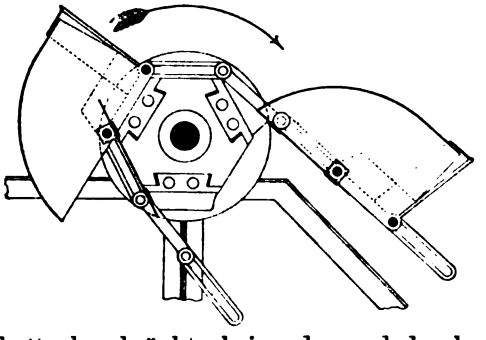
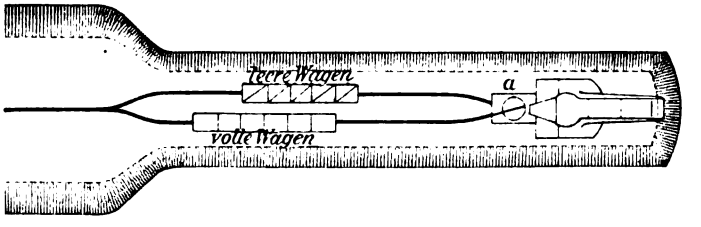


Abb. 37. Obere Trommel. M. 1 : 30.



maschine gekuppelt und auf diese zur leichteren Auswechselung der Wagen zwei Gleise, für volle und leere Wagen, auslaufen lassen (s. Abb. 38). Oder man hat den Boden durch einen Trichter auf ein Förderband fallen lassen, dann nach einem mit Klappe versehenen Schüttkasten geführt und von hier durch abwechselnde Stellung der Klappe, rechts und links, in die Wagen gefördert. Die Drehbarkeit wird bei einigen Baggern auf die Eimerkette beschränkt, bei anderen dadurch erreicht, dafs ein Bagger gewöhnlicher Bauart auf eine Drehscheibe gestellt wird.

Abb. 38. *Anordnung des Ladegleises bei Anwendung von Eimerkettengräbern.*



Beispiele dieser verschiedenen Anordnungen sind in dem mehrfach erwähnten Werke von Salomon & Forchheimer (s. Fufsnote 22, S. 40) enthalten. Dort findet sich auch ein von der Firma Le Brun, Pillé & Daydé für die Panama-Gesellschaft gebauter verschiebbarer Bagger beschrieben, der den Vorteil gewährt, dafs die sehr kostspielige Arbeit der täglichen Gleisverschiebung erspart wird, indem der Bagger, auf einer Schiebebühne stehend, rechtwinkelig zur Längenrichtung des Einschnittes zu bewegen ist und einen Streifen von 4,50 m ausheben kann, ehe eine Verlegung der

Gleise erforderlich wird. Der angegebene Vorteil wird übrigens durch verwickelte Konstruktionen und so schwere Gewichte erkauft, dafs die Ersparnis an Arbeitslöhnen nur in ganz besonderen Fällen die durch die Mehrkosten der Anlage entstehenden Lasten an Zinsen und Abschreibungen erreichen wird.

Über die Leistung der Couvreux'schen Trockenbagger entnehmen wir dem in der Fufsnote 22 angegebenen Werke folgendes:

Bei der Donau-Regulierung, wo vier Trockenbagger, jeder von 24 Pferdekräften, aufgestellt waren, ist die tägliche Leistung eines Baggers im Durchschnitt 1172 cbm gewesen.

Couvreux schätzt die Leistung eines 24pferdigen Baggers auf $^2/_3$ der theoretischen, also — wenn i. d. Minute 80 Eimer von 0,17 cbm Inhalt gekippt werden — auf $\frac{0{,}17 \cdot 80 \cdot 60 \cdot 12 \cdot 2}{3}$ = rd. 2400 cbm in 12stündigem Arbeitstage.

Ein Kostenvoranschlag für den Einschnittbetrieb mit einem Couvreux'schen Eimerkettenbagger stellt sich folgendermafsen:

1 Maschinenführer	4.— M.	
1 Heizer	2.80 „	
1 Baggermeister am Becherwerk	3.50 „	
1 Arbeiter ebenda	2.50 „	
1 Rottenführer zu 3.60 M. und 14 Mann zu 2.50 M. zum Verschieben der Gleise, wovon $^2/_3$ auf Gewinnung und Verladung gerechnet werden mögen	25.73 „	
ab und zu 2 Erdarbeiter zur Freilegung der Einschnittsohle	2.50 „	
18 Meterzentner Kohle zu 2 M.	36.— „	
Wasser	4.— „	
Schmiermittel, Putzwolle u. s. w.	5.— „	
zusammen		86.03 M.
für Zinsen, Ausbesserung, Tilgung des Kaufbetrages u. s. w.		77.82 „
Summe der Tageskosten		163.85 M.

Die 77.82 M. rechnen sich wie folgt:

Ein 24pferdiger Erdgraber kostet etwa	50000 M.
hierzu ein Kohlenwagen mit Schutzhütte und ein Wasserwagen	3300 „
1200 m Grabgleis (für einen Einschnitt von 1000 m Länge)	18000 „
	71300 M.
also:	
Zinsen von 61300 M. zu 5%	3565 „
Tilgung des Kaufbetrages und Ausbesserungen, 12%	8556 „
Verfrachtung, Aufstellung, Anteil an Errichtung einer Schmiede	5000 „
	17121 M.

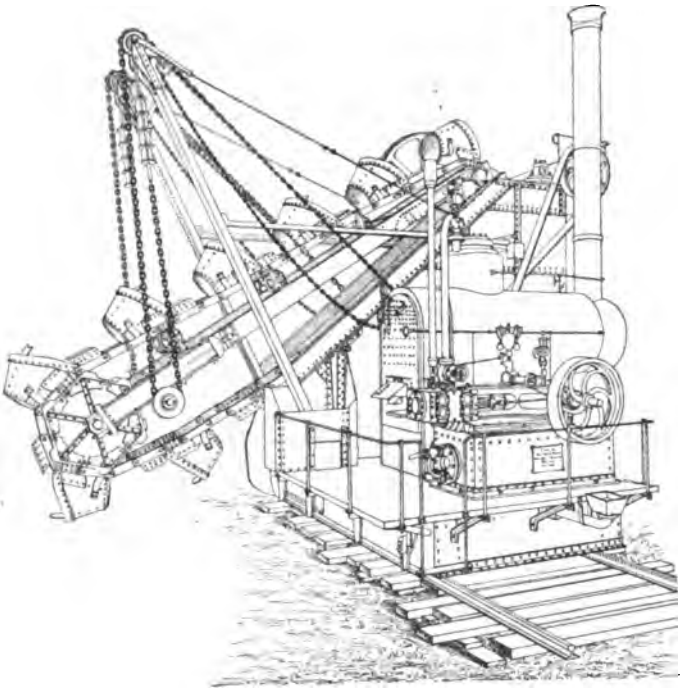
oder, das Jahr zu 220 Arbeitstagen gerechnet, für einen Tag 17121 : 220 = 77.82 M.

Schachtet der Bagger nur bei Tage aus und leistet er für einen Arbeitstag 1500 cbm, so entfallen von obigen 163.85 M. auf je 1 cbm Aushub 163.85 M. : 1500 = 11 Pf. Für das Vertauschen der langen gegen die kurze Leiter und umgekehrt, für die Drehung des Baggers und die Gleisverlegung ist ein weiterer Zuschlag zu machen. Eine einmalige Leiterumwechselung dauert etwa 1 Tag und erfordert 4 Mann neben der gewöhnlichen Baggermannschaft; das Schwenken der Gleise für die Drehung beschäftigt 20 Mann durch $1^1/_4$ Tage; das Verlegen der Gleise bewerkstelligen 50 Mann in $1^1/_2$ Tagen. Für die Vornahme dieser Arbeiten können daher 600 M. gerechnet werden, welche Summe sich auf die Erdmasse verteilt, die von einer Rösche aus in Angriff genommen wird.

4. Neuere Trockenbagger. Wesentliche Verbesserungen an den Couvreux'schen Trockenbaggern sind von C. u. H. Vering angegeben worden. Sie bestehen hauptsächlich in der veränderten Stellung des Kessels und der Dampfmaschine, sodann in mehreren zweckmäfsigen Anordnungen an der Eimerkette und Leiter, an der Schüttvorrichtung und anderen Einzelheiten (s. Abb. 39, S. 44).

Der Kessel wurde quer zur Längsrichtung des Gleises gestellt, wodurch an Platz und Standfestigkeit gewonnen wird. Neben dem Kessel liegt nunmehr die Dampfmaschine, von deren Schwungradachse alle Bewegungen ausgehen. Der Umlauf des Becherwerkes wird mittels einer Kette bewirkt, welche über eine lose Kettenscheibe läuft, deren Kuppelung mit der Schwungradwelle durch eine Wasserdruck-Kuppelung erfolgt. Eine ebensolche Kuppelung dient zur Ingangsetzung des Rädergetriebes für die Ortsveränderung des ganzen Baggers. Die Eimerleiter wird mit Rücksicht auf vorkommende Stöfse und Schwankungen durch zwei Hebeketten mit eingeschalteten Federn gehalten. Das Baggergut fällt in einen Schüttkasten und von hier aus je nach Stellung einer umlegbaren Klappe in den einen oder den anderen der beiden zunächst stehenden Förderwagen, durch welche Einrichtung der Fortgang der Baggerarbeit unabhängiger von der Stellung des zu beladenden Zuges gemacht wird.

Abb. 39. *Vering'scher Trockenbagger.*

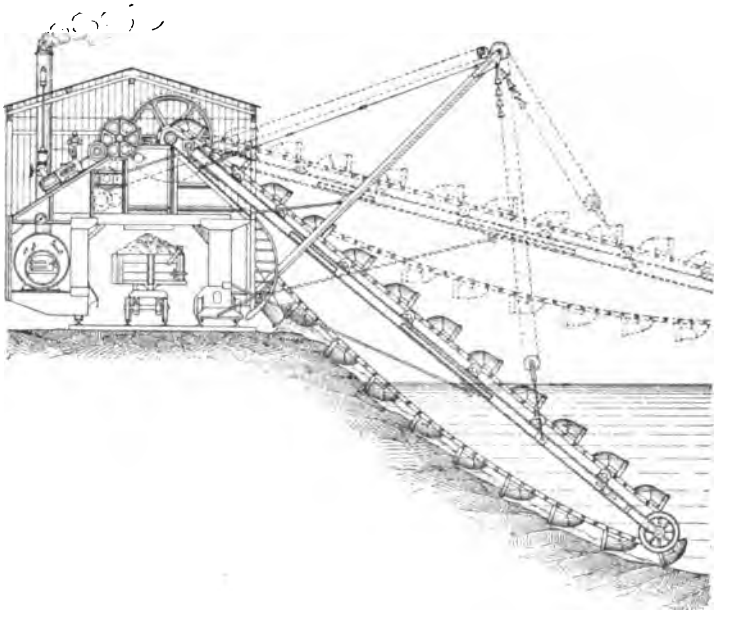


Ein Trockenbagger der beschriebenen Art, zum Preise von 35 000 M., wurde in schwerem Klaiboden beim Aushub eines Hafenbeckens in Warnemünde benutzt. Der Bagger bewegte sich langsam an dem auf einem Gleise von 0,9 m Spurweite aufgestellten Zuge von 25 Kippwagen vorüber und füllte ihn in $^3/_4$ Stunden. Bei Tag- und Nachtarbeit wurden in 24 Stunden 24 Züge geladen.

a) Verbesserungen durch Vollhering & Bernhardt. Zu den Vering'schen patentierten Verbesserungen, welche bei den Grabmaschinen der Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft Verwendung finden, ist eine den Herren Vollhering & Bernhardt patentierte wichtige Neuerung hinzugekommen und von der genannten Gesellschaft bei ihren Eimerkettenbaggern, Type B, verwertet worden. Diese Neuerung besteht darin, dafs das Erdwagengleis nicht mehr, wie bei dem Vering'schen Bagger, an die Seite des Baggergleises, sondern zwischen seine Schienen gelegt wird (s. Abb. 40). Die Baggermaschine hat also zu beiden Seiten des Wagengleises ihre Stützpunkte; indem nun die

schweren Teile, wie der Dampfkessel, die Dampfmaschine, der Wasserbehälter u. a. nach dem über das Erdfördergleis hinweggebauten Teile des Gestelles verlegt sind, wo sie ein wirksames Gegengewicht gegen die frei hinausragende Eimerkette bilden, wird der älteren Bauart gegenüber eine bedeutend gröfsere Standfestigkeit des Baggers und bei Tiefbaggern eine Verminderung der Böschungskanten-Belastung erreicht. Selbstverständlich wird diese Bauart sowohl bei Tiefbaggern als bei Hochbaggern angewandt; es wird nur je nach Art der Arbeit ein eigener Satz Baggereimer und eine längere oder kürzere Eimerleiter erforderlich.

Abb. 40. *Eimerkettenbagger von Vollhering & Bernhardt (Type B).* M. 1 : 200.



Sämtliche Bewegungen werden von einer Dampfmaschine ausgeführt, mit der die einzelnen Getriebe mittels Reibungskuppelungen verbunden werden können. Die dazu dienenden Steuerhebel sind an einem gemeinsamen Ständer vereinigt und werden von einem einzigen Mann, dem Baggerführer, gehandhabt. Bei eintretenden Hindernissen können die Bewegungen augenblicklich gehemmt werden. Zur Abschwächung der unvermeidlichen Stöfse sind an den betreffenden Stellen elastische Zwischenmittel eingeschaltet.

Um der grabenden Eimerkette stets neue Angriffspunkte zu schaffen, werden Bagger- und Förderwagengleise parallel mit sich selbst allmählich von der Böschungskante weiter abgerückt. Dieses Gleisrücken erfolgt je nach den örtlichen Verhältnissen, nachdem die Eimerkette einen oder mehrere Schnitte ausgeführt hat. Dabei mufs das Arbeitsgleis, wenn das Verrücken keine Betriebsstörung herbeiführen soll, eine 3 bis 5fache Länge des Förderwagenzuges haben. Während dann der Bagger auf einer Strecke des Gleises arbeitet, wird die freie Stelle gerückt.

Bei der Beladung ganzer Wagenzüge fährt der Trockenbagger den ganzen Zug entlang, während letzterer selbst stillsteht, und füllt einen Wagen nach dem anderen. Die Fahrgeschwindigkeit wird so bemessen, dafs die geförderte Masse dem Fassungsraume der Wagen und ihrer Länge entspricht. Da aber die Wagen nicht dicht aneinander stofsen, so sind bewegliche Schüttklappen angebracht, durch deren Umlegen nach

Füllung eines Wagens der Boden sofort in den nächsten Wagen und nicht zwischen den Kasten durch auf das Gleis fällt.

Die Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft baut nach Ausweis der von ihr ausgegebenen Prospekte als Normalien drei Gröfsen von Exkavatoren und zwar solche von 45, 30 und 15 effektiven Pferdestärken, deren Leistungsfähigkeit in leichtem und mittelschwerem Boden im Durchschnitt 2000, 1500 und 750 cbm in 10stündiger Arbeitszeit beträgt, jedoch nach der Bodenbeschaffenheit, Arbeitsweise und Gröfse des Baggers schwankt. Bei der Arbeit in schwer löslichem Boden sind die grofsen Bagger wegen ihrer schwereren Grabwerkzeuge den kleineren vorzuziehen, besonders wenn es sich um Baggerung aus der Tiefe handelt. In letzterem Falle ersetzt der Eimerkettenbagger, wenn es nicht möglich ist, die Baugrube trocken zu halten, die Eimer also unter Wasser arbeiten müssen, in vorteilhafter Weise den Schwimmbagger.

Die Normaltiefen für die drei Gröfsen der Lübecker Apparate werden zu 6, 4 und 3 m unter Schienenoberkante angegeben, können aber bei den nach Type B gebauten Baggern, welche wegen ihrer grofsen Standsicherheit mit sehr langer Leiter zu arbeiten befähigt sind, auch noch gröfser genommen werden. Einschnitte, deren Tiefen das Normalmafs wesentlich überschreiten, zerlegt man in zwei Stufen, dabei mufs die Berme, auf welcher der die untere Sohle freilegende Bagger sich bewegt, schliefslich durch Handbetrieb fortgeschafft werden. Die Hochbagger können in Boden, bei dem die Gefahr des plötzlichen Nachstürzens nicht wie bei Sand vorhanden ist, hohe Wände bearbeiten, in anderen Fällen untergräbt man über 4 m hohe Wände in der Regel nicht.

Abb. 41. *Eimerkettengräber bei der Arbeit.*

Die Lübecker Bagger haben in neuerer Zeit bei den grofsen Hafen-, Kanal- und Eisenbahnbauten des In- und Auslandes ausgedehnte Verwendung gefunden, so u. a. bei den Hafenbauten in Bremen, Hamburg und Warnemünde, bei den Bahnhofsbauten in Köln und Düsseldorf, bei dem Oder-Spree-, dem Dortmund-Ems-, dem Manchester-Ship- und dem Kaiser Wilhelm-Kanal. Für letzteren sollen allein 38 Trockenbagger geliefert

und mit ihnen über 33 Millionen Kubikmeter gefördert worden sein. Die Abb. 41 zeigt einen beim Bau der Strecke Mombach-Bischofsheim der neuen Mainzer Umgehungsbahn benutzten Vering'schen Eimerkettenbagger bei der Arbeit.

Zur Beurteilung der Durchschnittsleistungen, sowie der Anlage- und Betriebskosten eines Trockenbaggers nach Type B wird in dem Prospekte der Lübecker Fabrik auf folgende Zusammenstellung des Professors Dr. Forchheimer verwiesen, welcher die Verhältnisse beim Aushub des Freihafenbeckens in Bremen (1885 bis 1887) zugrunde liegen.[24]) Die darin enthaltenen Angaben sollen, weil den auf anderen Baustellen erzielten Ergebnissen annähernd entsprechend, als gute Mittelwerte gelten können.

„Der natürliche Boden am grofsen Bremer Freihafenbecken lag auf + 2,5 m über Bremer Null. Der voranschreitende obere Trockenbagger, auf + 2,0 laufend, hob bis — 3 m aus und liefs eine $1^1/_2$malige Böschung stehen; der tiefere bewegte sich auf einer Berme von mindestens 6 m Breite und hob von — 3 bis — 7 m aus. Seine Kette stellte eine 2malige Böschung her. Der Wasserstand wurde auf — 3,8 m gehalten. Die gesamte Aushubmasse betrug $2^1/_2$ Millionen Kubikmeter, von denen 1700000 cbm mit Trockenbaggern bewegt wurden. Der Rest fällt auf Handbetrieb und Flufsbagger.

Der obere Bagger füllte einen Zug von 30 Wagen von 0,9 m Spur, indem er langsam über ihn hinwegfuhr, in etwa 20 bis 22 Minuten und dann bedurfte es weiterer 8 bis 10 Minuten, um einen neuen Zug unter den Bagger zu schieben; er arbeitete in gleichmäfsigem, feinem Sande, während der untere Bagger groben Mauersand und Kies aushob.

Die Tagesleistung stellt sich folgendermafsen:

	Wageninhalt in cbm gewachsenen Bodens	Zahl der Züge in 12 Std.		Aushub während 12 Std. in Festmeter	
		im Mittel	höchstens	im Mittel	höchstens
Oberer Bagger	3,2	18	21—22	1728	2016—2112
Unterer „	2,75	15	17	1238	1403

Die Anzahl der jährlichen Arbeitstage läfst sich für norddeutsches Klima zu 220 angeben. Jeder Sonntag wird in Bremen zu Ausbesserungen benutzt; aufserdem sind aber alle 6 Wochen noch 2 bis 3 Tage dazu nötig, und kommen während 6 Wochen noch ungefähr 3 Regentage vor, an denen die Leute die Schüttplätze verlassen; schliefslich mufs man auf 2 Monate Stillstand infolge von Frost rechnen, welcher das Verschieben der Gleise zu sehr erschwert. Für die Arbeit mit einem Vollhering-Bernhardt'schen Erdgräber möge nachstehender Kostenvoranschlag Anhaltspunkte geben, in welchem die kleineren Löhne mit den vorhergehenden Ansätzen bei Bewertung der Arbeit von Hand, mit Löffelbaggern und mit Couvreux'schen Eimerkettenbaggern übereinstimmen, während die gröfseren in Bremen tatsächlich gezahlt werden müssen. Baggermeister, Maschinist, Heizer, Schüttklappensteller und Schachtmeister beziehen dort Monatsgehalt und die Tagelöhne sind unter Annahme von 220 Arbeitstagen im Jahr berechnet.

1 Baggermeister für das Heben und Senken der Leiter, das Vor- und Rückwärtsrücken	4.—	7.40 M.
1 Maschinist	3.50	6.50 „
1 Heizer	2.80	4.90 „
2 Arbeiter an der Klappe	5.—	9.80 „
1 Schachtmeister zu 3.60 bezw. 7.40 M. und 18 Mann zu 2.50 bezw. 3 M. zum Gleisrücken, wovon $^2/_3$ auf Gewinnung und Verladung gerechnet werden mögen	32.40	40.93 „
2 Mann zum Aufräumen des Bodens, der neben die Wagen fällt	5.—	6.— „
6,5 Meterzentner Kohle zu 2 M. bezw. 1.60 M.	13.—	10.40 „
Wasser	4.—	3.— „
Schmiermittel, Putzwolle	5.—	4.— „
für Zinsen, Ausbesserungen, Tilgung des Kaufbetrages u. s. w.	45.—	45.— „
Summe der Kosten in 12 Stunden . .	119.70	137.93 M.

[24]) Nähere Angaben über den Betrieb der Erdarbeiten an genannter Baustelle finden sich in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 430 u. ff.

Die 45 M. finden sich wie folgt:

Ein Bagger kostet	50000 M.
hierzu: 1 Kohlen- und 1 Wasserwagen	3300 „
die Schienen für den Erdgräber wiegen f. d. lfd. m 30 kg, also alle 3 Schienen zusammen f. d. lfd. m 90 kg, und kosten 9,90 M. Die Schwellen kosten je 5 M. oder für 1 m Gleis 6.60 M., während, wenn sie nur das Fördergleis zu tragen hätten, ein Betrag von 80 Pf. genügen würde. Die Anlagekosten von 1000 m Grabgleis betragen daher 1000 × (9.90 + 6.60 − 0.80) = ...	15700 „
	69000 M.
Zinsen von 69000 M. zu 5%	3450 „
Tilgung des Kaufbetrages und Ausbesserung bei Tag- und Nachtbetrieb zu 15%	10350 „
Verfrachtung, Aufstellung, Anteil an Errichtung einer Schmiede u. s. w.	5000 „
Verlegung von etwa 1000 m Gleis kostet 1500 M.; hiervon seien 2/3 auf Gewinnung und Verladung gerechnet	1000 „
	19800 M.
oder, das Jahr zu 220 Arbeitstagen gerechnet, für 12 Stunden . . .	45 „

Schachtet der Bagger in 12 Stunden 1700 cbm trockenen Sand aus, so entfallen von obigen 119.70 bezw. 137.93 M. auf 1 cbm Aushub 7 bis 8,1 Pf.; für den Aushub unter Wasser mit 12000 cbm entfallen auf 1 cbm 10 bis 11,5 Pf. Endlich wird man noch berücksichtigen, dafs ein Teil des Bodens von Hand gewonnen und verladen werden mufs, und dafs allgemeine Auslagen für Trockenhaltung der Baugrube hinzutreten.“[25])

b) Zwangläufige Führung der Eimerkette. Von den zahlreichen Neuerungen, welche an den vorerwähnten Typen angebracht sind, um sie besonderen Anforderungen anzupassen, sind folgende zu bemerken.

Anstatt frei durchhängender Eimerkette, wie sie bei der Tiefbaggerung gewöhnlich gebraucht und in ungleichmäfsigem, namentlich mit grofsen Steinen, Baumstämmen u. dergl. durchsetzten Boden stets in Anwendung bleiben wird, weil sie wegen ihrer Beweglichkeit die gröfste Sicherheit gegen Brüche bei vorkommenden Hindernissen bietet, wird eine zwangläufig geführte Eimerkette verwandt, welche sich in bestimmt gegebenen Linien bewegen mufs. Man erreicht damit den Vorteil, bis zu einer gröfseren Tiefe, z. B. 10 m, baggern zu können, ohne einen besonders schweren, von der gebräuchlichen Ausführung abweichenden Gräber verwenden zu müssen. Infolge der

Abb. 42 u. 43.

Eimerkettengräber mit zwangläufiger Führung der Eimerkette. M. 1 : 400.

Abb. 42.

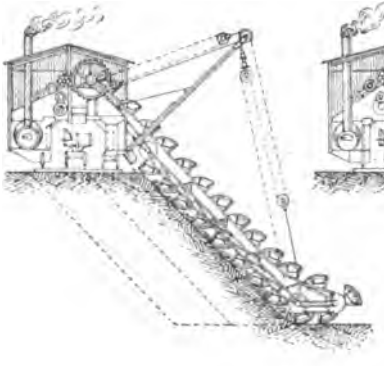
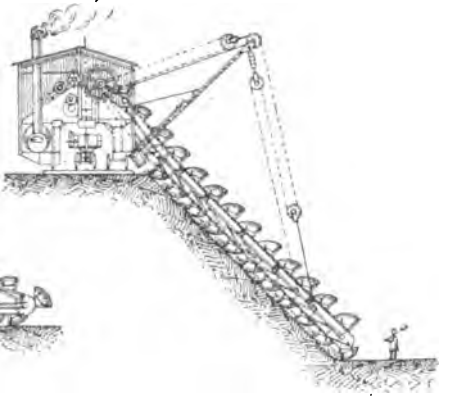


Abb. 43.



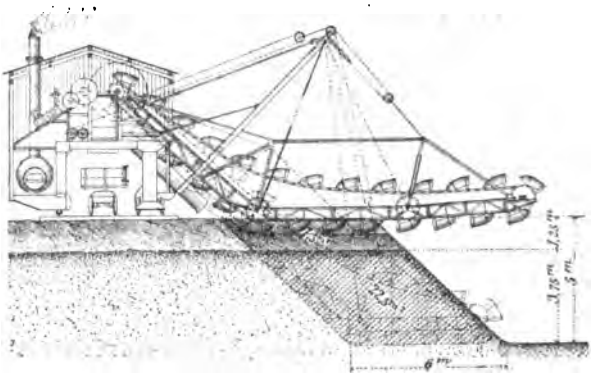
[25]) Beim Bau des Oder-Spree-Kanals wurde mit einem grofsen Trockenbagger und Lokomotivbetrieb während 10stündiger Arbeitszeit eine Durchschnittsleistung von 2000 cbm erzielt, mit einem anderen eine solche von 1700 cbm. Ein kleinerer Bagger mit einem Gummituche ohne Ende, welches den gehobenen Boden unmittelbar auf die Ablageplätze förderte, leistete 1000 cbm jeden Tag. Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1888, S. 18.

geradlinigen Kettenführung kann auch die Böschung in dem vorgeschriebenen Neigungsverhältnis hergestellt werden und die Eimerfüllung erfolgt in gleichmäfsigem Boden sehr regelmäfsig (s. Abb. 42 u. 43).

c) Mehrteilige Eimerleitern. Ferner wird anstatt der geraden, aus einem Stück bestehenden Eimerleiter eine zwei-, auch dreiteilige verwandt, deren Teile gelenkig verbunden werden, so dafs sie verschiedene Lagen zu einander einnehmen können. Handelt es sich z. B. darum, die Baugrube oder das Kanalprofil, ohne Nacharbeiten durch Handbetrieb oder mittels schwimmender Bagger, mit einer vollständig ebenen Sohle herzustellen, so wird die Eimerkette in ihrem unteren Teile wagerecht geführt. Diese Anordnung gewährt gleichzeitig den Vorteil, dafs das seitliche Gleisrücken, welches sonst den gröfsten Teil der Betriebskosten ausmacht, weniger häufig zu geschehen braucht. Bei der gelenkartigen Verbindung der Eimerkettenteile kann für beliebige Böschungen und Baggertiefen stets der vorgeschriebene Böschungswinkel eingehalten werden. Aus der Abb. 44 ist zugleich zu ersehen, wie die zwangläufige Kettenführung in Verbindung mit der dreiteiligen Eimerkette auch zur gesonderten Förderung verschiedener Bodenschichten verwertet werden kann. Ist z. B. die obere Schicht zur Anschüttung von Dämmen geeignet, die untere nicht, so wird zunächst die erstere in breiten Schnitten abgehoben, indem beim Senken der Leiter anfangs ihr mittlerer Teil in wagerechter Lage verbleibt, bis die ganze Schicht abgetragen ist, dann wird behufs Inangriffnahme der unteren Schicht das Mittelstück der Eimerkette und mit ihm der untere Teil gesenkt, bis die Baggertiefe erreicht ist, wobei jener in geneigter, dieser in wagerechter Stellung gehalten wird.

Abb. 44.

Eimerkettengräber mit mehrteiliger Eimerleiter. M. 1 : 300.



Soll der ausgehobene Baggerboden quer zur Längsrichtung des Arbeitsgleises fortbewegt werden, sei es zur Anschüttung eines Paralleldammes, wie es bei Kanalanlagen häufig vorkommt, sei es zum seitlichen Aussetzen des Bodens, so wird, abweichend von der gewöhnlichen Ausführungsweise, bei welcher der „Transporteur" seine Unterstützung in Form eines auf einem besonderen Gleise fahrenden Wagens erhält, der Transporteur ohne weitere Unterstützung freischwebend an dem Wagengerüst des Trockenbaggers aufgehängt. Der von der Eimerkette geförderte Boden wird mittels eines Schüttkastens dem aus einer Plattenkette bestehenden endlosen Förderbande zugeführt und beim Übergange der Platten über die äufsere Spannrolle abgeworfen. Um das Baggermaterial je nach Erfordernis in gröfserer oder geringerer Entfernung vom Bagger aufschütten zu können, ist der Ausleger wagerecht drehbar und aufserdem durch Aus- oder Einschaltung einzelner Zwischenstücke zu verkürzen oder zu verlängern.[26])

[26]) Beim Bau des Winterhafens in Dresden (König Albert-Hafen in der Friedrichsstadt) wurde ein solcher Bagger mit Patent-Dreigelenk-Leitern von Vollhering & Bernhardt in Lübeck zum Ausbaggern in zwei Schichten von je 4,5 m Höhe verwendet, der einschl. der Ausstattung mit elektrischer Beleuchtung 56000 M. kostete. Als Fördergefäfse dienten Kippwagen mit 75 cm Spurweite und 3 cbm Fassungsraum. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1897, S. 1.

Zur Ausführung kleiner Kanäle und Gräben mit seitlicher Anschüttung des ausgehobenen Bodens eignet sich ein Tiefbagger, bei dem die Eimerkette so weit rückwärts über ihn hinausragt, dafs eine besondere Vorrichtung zur Weiterbeförderung des Bodens nicht erforderlich wird. Die Eimerleiter wird dabei mit zwei unteren Turassen versehen, welche so gelagert sind, dafs bei der jeweiligen Baggertiefe die Eimer auf der Strecke zwischen den beiden Turassen wagerecht schneiden. Der Bagger stellt erst die eine Kanalhälfte mit ebener Sohle her und wird nach deren Vollendung auf das jenseitige Ufer geschafft, um von hier aus die zweite Hälfte in Angriff zu nehmen.

C. Fortbewegen des Bodens.

§ 11. Übersicht verschiedener Arten der Bodenbeförderung. Die verschiedenen Arten der Bodenbewegung, welche beim Erdbau angewendet werden, sind:

Das Werfen,
das Tragen,
das Verschiffen,
die Bodenbeförderung in Schiebkarren, Kippkarren und in Rollwagen auf Schienengleisen,
desgl. auf Drahtseilbahnen,
desgl. auf Bändern ohne Ende,
desgl. in Laufrinnen,
desgl. mittels Schraper.

1. Das **Werfen des Bodens** pflegt den Anfang einer jeden Erdarbeit zu bilden und kommt aufserdem bei Grabenaushebungen und anderen Ausführungen vor, bei denen die Förderweite oder die zu fördernde Masse zu gering ist, um andere Fördermittel mit Nutzen anwenden zu können.

2. Das **Tragen des Bodens** ist eine in Egypten, Indien und anderen südlichen Ländern gebräuchliche Förderart, welche den Gewohnheiten der dort einheimischen Arbeiter besser entspricht, als die Benutzung der Karre und ähnlicher Geräte. Nach diesbezüglichen Überlieferungen, z. B. nach den Abbildungen auf den Mauern egyptischer Tempel, ist das Tragen der Erde eine gewohnheitsmäfsige Arbeitsleistung bei den ältesten Völkern gewesen. Die dabei benutzten Geräte waren Körbe aus Schilf oder Weidengeflecht, eimerartige Holzgefäfse, Tragbahren, Kiepen, zum Teil mit hoher Rückseite, welche beim Ausschütten der Kiepe über Kopf diesem zum Schutze diente. Neben der in der Regel grofsen Masse der Arbeiter, welche in langen Zügen die Bodenbeförderung in solch unvollkommener Art zu verrichten hatte, wurden hierzu auch Maultiere, Esel und Kamele mit Doppelkörben an den Seiten verwendet.

Über die Eisenbahnbauten in Indien wird berichtet[27]): Der Tagelohn in Indien ist niedrig, 3 Pence (= 25 Pf.) f. d. Mann, $1^1/_2$ Pence f. d. Frau. An den Gebrauch der Karre wollen sich die Eingeborenen nicht gewöhnen. Da der Grunderwerb billig ist, ordnet man bei Dammbauten viele Seitenentnahmen an, aus welchen die Eingeborenen die Erde in Körben, die 2 Kubikfufs halten (etwa 0,06 cbm), auf den Köpfen herbeitragen; sie füllen solche mit einem, einer sehr breiten Hacke mit kurzem Stiel ähnlichen Gerät. Die Gewinnung geschieht sehr geschwind, aber der Damm bleibt wegen ungenügender Verdichtung der Schüttung lose und setzt sich späterhin lange Zeit. Man hatte eine Kolonne Kulis am

[27]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1867. — Vergl. auch den Aufsatz „Beitrag zur Geschichte des Erdbaues. Vom Tragen des Bodens“ in Deutsche Bauz. 1882, S. 492.

Morgen zum Gebrauch der Karre überredet und fand sie am Abend die Karre, mit Erde gefüllt, auf dem Kopfe tragend."

Bei den Eisenbahnbauten in Sizilien sollen noch im Jahre 1866 die Erdmassen zum grofsen Teil obenfalls in Tragkörben befördert worden sein.

3. Die **Beförderung in Schiffen** kommt beim Erdbau nur in besonderen Fällen zur Anwendung, beispielsweise für Dammschüttungen in der Nähe schiffbarer Gewässer, wenn Seitenentnahmen neben der Bahn wegen der Beschaffenheit des Bodens oder des hohen Wertes des Landes unausführbar bezw. unvorteilhaft werden und auf die Herbeiführung der Erdmassen aus gröfseren Entfernungen Bedacht genommen werden mufs. Dabei bildet die Schiffsbeförderung in der Regel nur ein Zwischenglied einer zusammengesetzten Förderungsart, indem der Boden selten an der Gewinnungsstelle gleich in die Schiffe geladen und an der Verwendungsstelle ausgeladen werden kann. Meist ist noch eine Beförderung in anderen Gefäfsen zwischen Gewinnungsstelle und Schiff einerseits und nach vollendeter Beförderung zu Wasser zwischen Schiff und Verbrauchsstelle andererseits erforderlich. Die verschiedenartigen hierbei vorkommenden Arbeiten machen die Erdbeförderung in Schiffen für den Eisenbahnbau und ähnliche Zwecke nur ausnahmsweise geeignet.

Bei den Bauausführungen der Breslau-Schweidnitzer Bahn (1875) in der Nähe von Stettin war eine etwa 12 km weite Wasserbeförderung zur Herbeischaffung der Auftragmassen für den Bahnhof Stettin eingerichtet worden. Hierbei fanden je 4 Kähne, welche zur Zeit von einem Dampfer geschleppt wurden, in einem 20 m breiten, 110 m langen Stichhafen Platz, an dessen beiden Ufern auf Gerüsten Schienengleise zur Aufnahme von je 30 Erdwagen gelegt waren. Die aus 30 Wagen zu $2^1/_2$ cbm bestehenden Züge wurden mit Lokomotiven herbeigefahren und der Inhalt aus je 15 Wagen eines Zuges über Schüttbühnen in einen der Kähne geladen. Jeder Kahn trug 70 cbm Boden, so dafs zum Beladen der 4 Kähne im ganzen 4 Wagenzüge nötig wurden. Von den Schiffen aus erfolgte die Verteilung des Bodens mittels kleiner Lowries. Zu dieser Beförderungsweise dienten 3 bis 4 Schleppdampfer und 36 Oderkähne. Die tägliche Leistung war 2500 bis 2700 cbm. Die Kosten der Wasserbeförderung sollen 0,6 bis 0,7 M. f. d. cbm, die der Gesamtbeförderung von der Gewinnungs- bis zur Verwendungsstelle etwa 2,5 M. f. d. cbm betragen haben.

Von gröfserer Bedeutung ist die Beförderung in Schiffen für Fels- und Steinmassen zu Schüttungen im offenen Wasser, zu Hafendämmen, Schutzwerken u. dergl. Dabei kommen vielfach Schiffe mit Seiten- oder Bodenklappen, ähnlich den zur Abfuhr und Versenkung von Baggerboden bestimmten, zur Verwendung. An der Verbrauchsstelle werden die Klappen geöffnet und die Steine fallen heraus. Bei kleineren Arbeiten benutzt man auch Deckkähne, ladet die Steine oben auf und läfst sie an der Entladestelle ins Wasser rutschen, indem man die Schiffe zur Seite neigt oder vorsichtig schaukelt.

4. Die **Bodenbewegungen mittels Schiebkarren, Kippkarren und mit Rollwagen auf Schienengleisen** sind diejenigen Beförderungsarten, welche bei den umfangreichen Erdarbeiten der meisten in den Kulturländern bestehenden Eisenbahnen und anderen Ingenieurbauten vorzugsweise zur Anwendung gekommen sind. Dabei wurde die Arbeit der Beförderung früher mit seltenen Ausnahmen durch Menschen oder Pferde geleistet. Mit der Ausdehnung des Dampfmaschinenbetriebes und seiner geschickten Anpassung an die verschiedenartigsten Arbeitsleistungen zum Ersatz tierischer Kräfte, hat die Verwendung von Zugtieren zur Erdbeförderung eine wesentliche Einschränkung erfahren. Durch die Einführung leichter Feldbahngleise mit entsprechend leichten Betriebsmitteln ist auch ein in vielen Fällen zweckmäfsiger Ersatz für den Schiebkarrentransport geschaffen worden, so dafs z. Z. von den hier genannten drei Beförderungsarten die Beförderung auf Eisenbahngleisen die vorwiegende ist. Näheres über ihre Entwickelung,

über den Vergleich mit Schieb- und Kippkarrenbeförderungen, sowie über die frühere und jetzige Bedeutung der letzteren findet sich in den §§ 14 bis 17.

Die zur Erdbeförderung benutzten Dampfmaschinen sind vorwiegend Lokomotiven. Feststehende Maschinen kommen u. a. beim Betriebe geneigter Ebenen vor, wenn auf ihnen die Erdmassen bergauf gefördert werden.

5. **Drahtseilbahnen und Bremsberge.** Eine andere Art der Verwendung feststehender Maschinen findet bei der Beförderung auf Seilbahnen und ähnlichen Anlagen statt. Derartige vorzugsweise für Fabriken geeignete Bahnen sind unter schwierigen Bodenverhältnissen und wenn es darauf ankam, das Gelände selbst, über welches die Massen zu bewegen waren, möglichst wenig zu verändern, in neuerer Zeit auch mehrfach für gröfsere Erdarbeiten mit Vorteil angelegt und betrieben worden (vergl. §§ 19 u. 20).

6. **Bänder ohne Ende, Plattenketten** aus seitlich aufgebogenen, durch Gelenkketten verbundenen Blechtafeln, **Gummitücher**, beispielsweise von 8 **mm** Dicke mit 30 **mm** hohen Seitenwänden und eingelegten Baumwollbändern zur Erhöhung der Festigkeit und Verminderung der Streckung, werden unter besonderen Verhältnissen, namentlich bei Arbeiten mit Trockenbaggern, benutzt (s. S. 49).

7. **Lauf- und Schüttrinnen**, in denen die Erde mit Wasser vermischt abläuft, mögen hier der Vollständigkeit halber mit angeführt werden, obwohl sie fast nur bei Baggerarbeiten im Nassen vorkommen.

8. Über **Bodenbewegung mittels Schraper**, welche namentlich in Amerika gebräuchlich sind, vergl. § 21.

§ 12. Bodenbeförderung in Schiebkarren. Bei Benutzung der Schiebkarre als Fördergerät vollzieht sich die Arbeit des Aufladens wegen der geringeren Höhe, auf welche der gelöste Boden dabei gehoben zu werden braucht, leichter als bei der Kippkarre und dem Wagen.

Die geringe Breite und leichte Handhabung der Schiebkarre macht sie auch auf beschränktem Raume anwendbar. Die Herstellung und Verlegung der Bahn, die nur aus aneinandergeschobenen Bohlen besteht, ist rasch und leicht zu bewirken und die Unkosten für Geräte stellen sich bei dieser Beförderungsart niedriger als bei den Kippkarren und Wagen. Dagegen erfordert die Fortbewegung der Erdmasse mittels Schiebkarren einen gröfseren Aufwand an Kraft. Sie kann daher nur bei geringen Förderweiten vorteilhaft erscheinen. Bis zu welcher Grenze dieses stattfindet, hängt von dem Verhältnis der mit der Entfernung wachsenden Kosten für die Bodenbewegung zu den sich gleich bleibenden Kosten für die Geräte, für die Beladung, Entleerung u. s. w. ab. In der Regel wird die Grenze zwischen 80 und 120 **m** liegen.

Häufig wird man aber schon bei einer geringeren Entfernung zu einer vollkommeneren Förderart übergehen, wenn die Geräte und Bahnen für letztere doch angeschafft werden müssen; andererseits wird man die Schiebkarrenbeförderung über jene Entfernung ausdehnen, wenn die zu bewegende Bodenmasse so gering ist, dafs die Einrichtung einer anderen Förderweise sich nicht lohnt.

Auch die Beschränktheit des Raumes, die Höhenlage der Gewinnungsstelle zu der Verbrauchsstelle, die vorkommenden Steigungen und andere Umstände werden in vielen Fällen die Schiebkarrenbeförderung nötig machen, in denen eigentlich die Gröfse der Entfernung auf eine andere Förderart hinweisen könnte.

1. **Die Geräte.** Die mit einer Schiebkarre fortbewegte Last wird zum Teil durch das Rad unterstützt, zum Teil mittels der Karrbäume von dem Arbeiter getragen.

Da das Tragen eine gröfsere Arbeitsleistung verlangt als das Schieben, so wird der Schwerpunkt der Last am zweckmäfsigsten der Achse des Rades so nahe gebracht, als es die beim Beladen und Entleeren vorkommenden Handhabungen gestatten.

Die Fortbewegung der Last wird ferner durch Verminderung der Reibung am Umfange des Rades erleichtert und weil die Reibung mit der Gröfse des Raddurchmessers abnimmt, so empfiehlt es sich, das Rad möglichst grofs anzunehmen. Ein zu grofses Rad erschwert aber die zweckmäfsige Ausbildung des Kastens und führt den weiteren Nachteil herbei, dafs die Karre sich weniger leicht umkippen und wieder aufrichten läfst, als eine solche mit kleinem Rade.

Bei Schiebkarren, welche auf unebenen und nicht festen Wegen benutzt werden sollen, wird man, um den Reibungswiderstand des Weges überwinden zu können, jedenfalls gröfsere Räder anwenden müssen, als auf festen, glatten Wegen.

Abb. 45 bis 47. *Deutsch-englische Schiebkarre.* $J = {}^1/_{14}$ bis ${}^1/_{15}$ cbm.

Abb. 45. Seitenansicht.

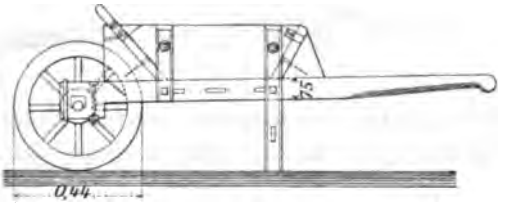


Abb. 47. Querschnitt.

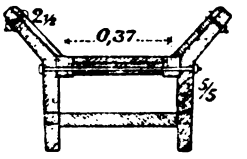
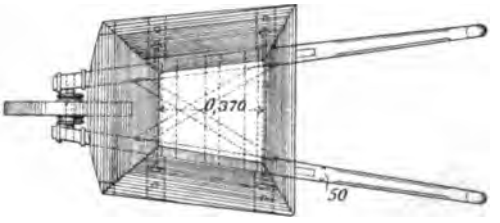


Abb. 46. Grundrifs.



Die bei ausgedehnten Arbeiten gebräuchlichen Karrdielen verursachen einen nur geringen Reibungswiderstand und machen deshalb die Anwendung kleinerer Räder möglich, deren Durchmesser bei Schiebkarren für Erdbeförderung gewöhnlich zwischen 0,39 und 0,47 m schwankt.

Die Schwerlinie der beladenen Karren liegt etwa auf ${}^1/_4$ bis ${}^1/_3$ der Entfernung zwischen der Radachse und den Handgriffen an den Karrbäumen. An Beispielen von hölzernen Schiebkarren, welche sich bewährt haben, seien angeführt:

Die in Abb. 45 bis 47 dargestellte, im nördlichen Deutschland häufig angewandte, der englischen ähnliche Schiebkarre mit nach oben sich stark erweiterndem pyramidenförmigen Kasten, und die schlesische Karre mit weniger geneigten Seitenwänden (siehe Abb. 48 bis 50, S. 54). Erstere Form des Kastens erleichtert das Ausstürzen des geladenen Bodens.

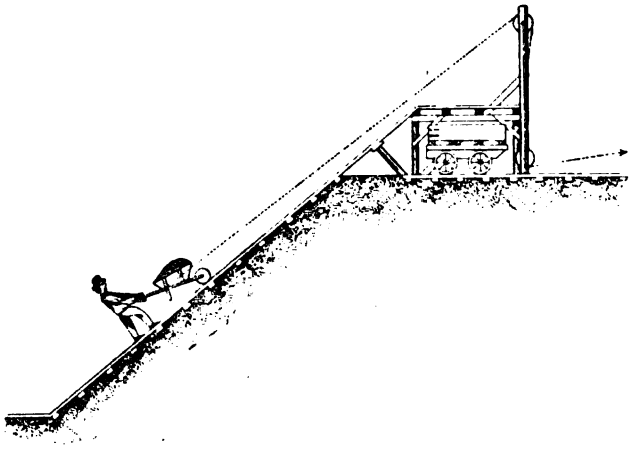
Dem Fassungsraum dieser Karren entsprechend, gehen 14 bis 15 Ladungen auf 1 cbm loser Erde. Um die Anzahl der Ladungen für 1 cbm gewachsenen Bodens zu ermitteln, hat man noch die Auflockerung zu berücksichtigen (vergl. § 7, S. 30). Im Durchschnitt wird man auf 1 cbm gewachsenen Stichboden 15 bis 16, bei Fels 17 bis 18 Karrenladungen rechnen können. Das Gestell der Schiebkarren wird am besten aus Eschen- oder Eichenholz gearbeitet, der Kasten aus Pappel-, Weiden-, oder auch aus Kiefernholz, das Rad in der Nabe aus Eichen-, im Kranze aus Eschen-, in den Speichen

Preissätzen meist nicht berechnet zu werden. Zur Überwindung von Steigungen über 8 bis 10% dagegen werden besondere Hilfsmittel erforderlich, unter denen das einfachste darin besteht, einen zweiten Arbeiter zum Ziehen oder Schieben anzustellen.

2. Die Anordnung der Arbeiten. Auf wagerechter oder schwach geneigter Bahn erfolgt bei Schiebkarren die Beförderung stets unter Leitung eines Vorarbeiters in Arbeiterzügen (Kolonnen), die nicht zu lang angenommen werden dürfen, da der regelmäfsige Betrieb von der gleichmäfsigen Leistung der einzelnen Arbeiter abhängig ist. Im Durchschnitt bildet man die Arbeiterzüge aus 15 bis 20 Mann. Dabei ist auf jeden Arbeiter mit Schiebkarre eine Bahnlänge von 3,5 m zu rechnen. An den Belade- und Entladestellen schliefsen sich die Arbeiter dichter aneinander; besonders an letzteren werden nach Abstürzen des Bodens die Karrbäume hoch gestellt, so dafs der nächste Arbeiter dichter heranfahren kann.

Bei kurzen Förderstrecken ergibt sich die bei andauerndem Arbeiten mit der Schiebkarre dem Arbeiter notwendige Erholung von selbst durch den Rückweg, auf welchem er nur die leere Karre hinter sich herzuziehen braucht. Um auch bei längeren Förderstrecken diese Erleichterung der Arbeit in richtiger Weise zu regeln, pflegt man in Entfernungen von etwa 30 m Wechselstellen (Relais) anzuordnen, an denen die Arbeiterzüge die beladenen und leeren Karren austauschen.

Abb. 53.
Anwendung einer schiefen Ebene mit Aufzugvorrichtung.



Bei der Beförderung des Bodens auf gröfsere Höhen über sehr starke Steigungen benutzt man bisweilen auch Pferde zum Ziehen. So ist namentlich in England bei den dortigen Dockbauten und anderen Ausführungen das in Abb. 53 dargestellte Verfahren angewandt worden. Auf einer unter etwa 45° angelegten schiefen Ebene führt ein Arbeiter die Schiebkarre, welche mittels einer über zwei Rollen gehenden Kette, an die ein Pferd gespannt ist, hochgezogen wird. Beim Hinabfahren der leeren Karre hat der Arbeiter die Kette mitzuschleppen, wodurch ihm das Abwärtsgehen auf der stark geneigten Bahn möglich gemacht wird.

Eine ähnliche Einrichtung besteht darin, dafs in der Art eines Bremsberges (s. § 19) zwei Schiebkarren an den Enden einer Zugleine befestigt werden, welche über eine am oberen Ende der Rampe angebrachte Seilscheibe läuft und dafs der mit der leeren Karre hinabgehende den die beladene Karre führenden Arbeiter hinaufzieht. Die zuletzt beschriebenen Vorkehrungen finden jedoch bei Eisenbahn- und Strafsenbauten im ganzen selten Anwendung.

3. Die Leistung bei Schiebkarrenbeförderung. Bezeichnet man mit J den Karreninhalt, mit x die Zahl der täglichen Fahrten, so ist die tägliche Leistung L eines Arbeiters

$$L = J \,.\, x \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 10.$$

Die mittlere Geschwindigkeit, mit welcher ein Arbeiter eine Schiebkarre auf hölzerner wagerechter Karrdiele, auf dem Hinwege beladen, auf dem Rückwege leer, fortzubewegen imstande ist, kann, entsprechend einem täglichen Gesamtwege von vier Meilen oder 30 km, bei 10stündigem Arbeitstage, zu rund 3000 m f. d. Stunde, d. h. 0,83 m f. d. Sekunde, angenommen werden.

Rechnet man den Zeitverlust beim Laden und Abstürzen für jede Fahrt zu 1,5 Minuten $= \frac{1}{400}$ Arbeitstag $= 75$ m, so beträgt bei einer Förderweite von l m die zu berücksichtigende Strecke für eine Hin- und Rückfahrt: $2l + 75$ m, somit die Anzahl der Fahrten in 10 Stunden:

$$x = \frac{30000}{2l + 75} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 11.$$

Wird der Zeitverlust nur zu 1 Minute angenommen, so ergibt sich:

$$x = \frac{30000}{2l + 50} = \frac{15000}{l + 25} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 11^a.$$

Wird die Karrenladung $J = \frac{1}{15}$ cm gewachsenen Bodens gleich gesetzt, so ist die Tagesleistung eines Karrenschiebers, einschliefslich der Entleerung des Karrens, während einer 10stündigen Arbeitszeit unter Berücksichtigung der Formel 11:

$$L = \frac{1}{15} \cdot \frac{30000}{2l + 75} \text{ cbm} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 12.$$

oder nach Formel 11^a:

$$L = \frac{1}{15} \cdot \frac{15000}{l + 25} = \frac{1000}{l + 25} \text{ cbm} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 12^a.$$

Bei einer Förderweite von $l = 60$ m ergibt dies beispielsweise eine Tagesleistung von 10 cbm.

Je nach der Auflockerung des Bodens (s. § 7 unter 3., S. 30) wird die Anzahl der Karrenladungen f. d. cbm gewachsenen Bodens verschieden anzunehmen sein und erscheint es zweckmäfsig, vor Beginn der Erdarbeiten durch entsprechende Versuche das Fassungsvermögen der Karren mit Rücksicht auf die Auflockerung der Bodenart festzustellen. Bei geschlossenem Felsen pflegt man 18 Karrenladungen f. d. cbm gewachsenen Bodens, also $J = \frac{1}{18}$ cbm anzunehmen, wodurch nach Formel 11 die Tagesleistung:

$$L = \frac{1}{18} \cdot \frac{30000}{2l + 75}$$

wird und für $l = 60$ m sich rund 8,5 cbm für den einzelnen Arbeiter ergeben.

Steigungen unter 4% sind bei der Schiebkarrenbeförderung ohne wesentlichen Einfluls auf die Leistung. Der Einfluls gröfserer Steigungen wird durch eine Verlängerung der Förderweite um je 12 m f. d. m Steigung berücksichtigt (vergl. § 17).

4. Der Bedarf an Karren und Karrdielen. Bezeichnet man mit:

M die täglich in 10 Arbeitsstunden zu fördernde Masse,
l die Förderweite,
J den Inhalt des Fördergefäfses in cbm gewachsenem Boden,
K die Bodenmasse in cbm, welche ein Arbeiter täglich laden kann,

so beträgt die Anzahl der täglich zu fördernden Karrenladungen:

$$W = \frac{M}{J}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 13.$$

die Anzahl der Ladungen, welche ein Mann in 10 Stunden leisten kann:

$$W_1 = \frac{K}{J} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 14.$$

und die zu einer Wagenladung erforderliche Zeit:

$$T = \frac{10}{K} J \text{ Stunden} \quad \ldots \quad 15.$$

Mit Hülfe der Formeln 13 u. 14 läfst sich aus der möglichen Anzahl der täglichen Fahrten (s. Formel 11 u. 11*) die erforderliche Karrenanzahl berechnen.

Nach Formel 11 werden von jedem Schiebkarren an einem Tage:

$$x = \frac{30000}{2l + 75}$$

Fahrten gemacht. Dabei werden also x Karrenladungen befördert. Nun müssen aber W Karrenladungen befördert werden, also sind:

$$\frac{W}{x} = \frac{M}{J \cdot x} \text{ Schiebkarren}$$

erforderlich. Damit aber am Beladeort stets gefüllte Karren bereit stehen, müssen noch so viel Karren, als Arbeiter zum Lösen und Laden der Bodenmasse M notwendig sind, also nach Formel 17 noch $\frac{M}{K}$ Karren vorhanden sein.

Die Gesamtzahl der Schiebkarren beträgt demnach

$$S = \frac{M}{K} + \frac{M}{J \cdot x} = M \left[\frac{1}{K} + \frac{2l + 75}{J \cdot 30000}\right] \text{ Schiebkarren} \quad \ldots \quad 16.$$

Da stets einzelne Karren ausbesserungsbedürftig werden, sind aufserdem noch etwa 5% der durch Formel 16 berechneten Karrenanzahl zur Aushülfe bereit zu halten.

Ist beispielsweise $M = 1000$ cbm, $l = 80$ m, $J = \frac{1}{15}$ cbm, $K = 15$ cbm, so werden erforderlich

$$S = 1000 \left(\frac{1}{15} + \frac{2 \cdot 80 + 75}{30000 \cdot {}^1/_{15}}\right) = 185 \text{ Schiebkarren}$$

dazu zur Aushülfe 5% = 10 „

also zusammen . . 195 Schiebkarren.

Die Länge der erforderlichen Karrfahrten richtet sich nach den örtlichen Verhältnissen. Jede Schiebkarrenschicht (Schacht) erhält in der Regel ihre eigene Fahrt und es genügt, die Länge der einzelnen Karrfahrten dem $1^1/_2$fachen der mittleren Förderweite, also $= \frac{3l}{2}$, gleichzusetzen. Auf jede Schicht kann man 40 bis 50 Karren rechnen.

In obigem Beispiel würde man 4 Schichten von je 46 bis 47 Karren bilden, und erhielte als Gesamtlänge der Karrfahrten

$$\frac{3l}{2} \cdot 4 = \frac{3 \cdot 80 \cdot 4}{2} = 480 \text{ m Karrdielen.}$$

5. Der Bedarf an Arbeitskräften. Beim Schiebkarrenbetrieb wird in der Regel die Anzahl der Arbeiter derjenigen der erforderlichen Schiebkarren gleichkommen, weil notwendig werden:

a) zum Lösen und Laden des Bodens:

$$A_1 = \frac{M}{K} \text{ Arbeiter} \quad \ldots \quad 17.$$

b) zur Beförderung und Entleerung der Karren ebensoviel Arbeiter, als Karren in Bewegung sind, d. h.

$$A_2 = \frac{M}{J \cdot x} = M \frac{2l + 75}{J \cdot 30000} \quad \ldots \quad 18.$$

c) zum Abgleichen des Bodens an der Schüttstelle, zum Verlegen und Reinigen der Karrdielen und für andere Nebenarbeiten:

$$A_3 = z \quad \ldots \quad 19.$$

im ganzen also:

$$A = A_1 + A_2 + A_3 = \frac{M}{K} + M\left(\frac{2l + 75}{J \cdot 30000}\right) + z \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 20.$$

Die Gröfse z nimmt man in der Regel zu 5% der unter a) und b) ermittelten Zahl, so dafs unter dieser Annahme für das obige Beispiel sich 195, also ebensoviel Arbeiter als Schiebkarren ergeben.

§ 13. Bodenbeförderung in Kippkarren. Bei Besprechung der Schiebkarrenbeförderung ist erwähnt worden, unter welchen Umständen und bis zu welcher Entfernung sie noch zweckmäfsig erscheint. Wird die Entfernung so grofs, dafs zu einer anderen Förderart übergegangen werden mufs, so wird bei gröfseren Massenbewegungen und wenn die örtlichen Verhältnisse die Anwendung sowohl der Kippkarrenbeförderung, als auch der Erdbewegung auf Schienengleisen möglich machen, der Kostenvergleich mit seltenen Ausnahmen zu gunsten des letzteren ausfallen. Trotzdem behält die Kippkarrenbeförderung eine Bedeutung für solche Fälle, in denen die zu bewegende Masse nicht erheblich genug ist, um die Anschaffung der kostspieligeren Geräte für den Schienengleisbetrieb zu rechtfertigen oder wo die Bodengestaltung den letzteren ausschliefst.

1. **Geräte.** Je nach ihrer Fortbewegung unterscheidet man Handkippkarren und Pferdekippkarren.

a) Die Handkippkarren sind wohl in keinem Lande in solcher Ausdehnung angewandt worden, wie in Deutschland. Fremde Ingenieure haben bei Besprechung der grofsartigen Erdarbeiten, welche auf vielen älteren deutschen Bahnen vorgekommen sind, ihrem Erstaunen über das Mifsverhältnis Ausdruck gegeben, welches zwischen der Gröfse des Werkes und der Unvollkommenheit der Ausführungsart bestand. Sie meinten, dafs diesen grofsartigen Werken das Verdienst der sparsamen und schnellen Ausführung durch vervollkommnete mechanische Einrichtungen fehle. Es ist nicht zu verkennen, dafs bei der Entscheidung über die anzuwendende Förderart wohl oft eine gewisse Scheu vor der Einführung eines umständlicheren Betriebes, sowie der Mangel geeigneter Arbeitskräfte die Veranlassung zu dem Zurückgreifen auf die älteren Betriebe mit Handarbeit gegeben haben. Nicht selten mag auch die geringe Höhe des Tagelohnes im Verhältnis zu den Kosten der vollkommeneren Beförderungsmittel das Beibehalten der Handkippkarrenbeförderung günstig haben erscheinen lassen. Ihre Vorteile sind indessen gar zu oft überschätzt worden. In Frankreich und namentlich in England hat sie nie eine weite Ausdehnung gefunden, in neuerer Zeit auch in Deutschland nur selten.

Die gewöhnliche Kippkarre besteht aus einem Kasten mit Langbäumen, welcher durch eine Achse mit zwei Rädern unterstützt wird. Der Schwerpunkt der Ladung liegt annähernd über der Achse.

Die Räder haben etwa 1,1 m Durchmesser, die Spurweite beträgt meist 1,2 bis 1,4 m. Die Länge des Kastens mufs so bemessen werden, dafs er beim Umkippen nicht zu früh auf den Boden stöfst. Eine Neigung von wenigstens 45° mufs dem Kasten dabei gegeben werden können. Die Hinterwand wird zum Herausnehmen eingerichtet. Der Fassungsraum der Karren beträgt $^1/_3$ bis $^1/_2$ cbm. Bei Überschlägen rechnet man wohl auf 1 cbm gewachsenen Stichboden 3 Ladungen, bei Felsboden 3,5 Ladungen.

In den Abb. 54 bis 56 (S. 60) ist eine Handkippkarre häufig vorkommender Bauart dargestellt. Zu den Rädern pflegt man Eichenholz, zu dem Kasten Pappel- oder Kiefern-,

im übrigen Rotbuchenholz zu verwenden. Der Eisenbeschlag wiegt wiegt 50 bis 60 kg. Den Preis einer vollständigen Karre mit Beschlag kann man zu 80 bis 100 M. annehmen.

Abb. 54 bis 56. *Handkippkarre.* $J = {}^1/_2$ bis ${}^1/_3$ cbm.

Abb. 54. Seitenansicht.

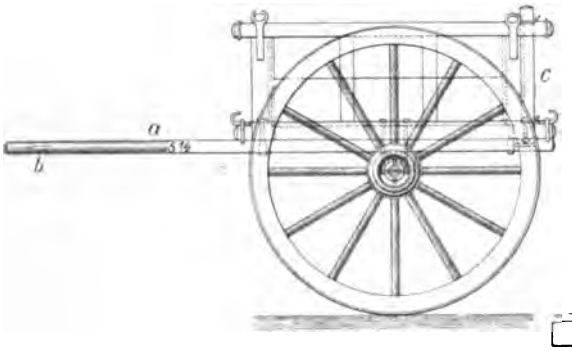


Abb. 55a. Hintersicht. Abb. 55b. Schnitt.

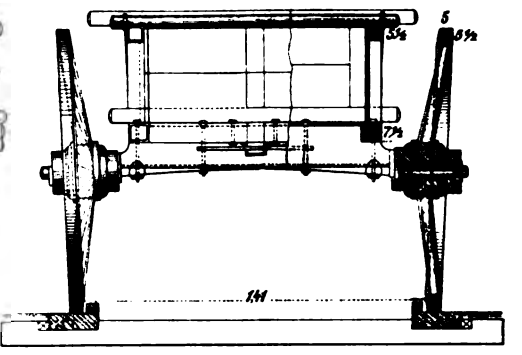
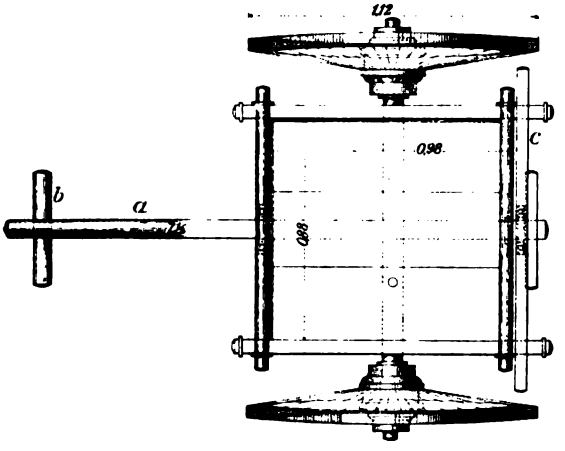


Abb. 56. Grundrifs.



Die Fahrbahn oder Karrfahrt für die Handkippkarren wird aus 8 bis 13 cm starken, 26 bis 30 cm breiten Bohlen, am besten aus Buchenholz, hergestellt. Die Bohlen werden bis zu ihrer Oberfläche in den Boden eingebettet und an den Stöfsen, zweckmäfsig auch noch dazwischen in Entfernungen von 2 bis 3 m, durch Querhölzer in ihrer Lage gesichert. In seltenen Fällen nagelt man, um das Ablaufen der Karre von der Bahn zu verhüten, auf die Fahrbahnen Schutzleisten von 5 cm Breite und Höhe, so dafs die Räder aufserhalb dieser laufen (s. Abb. 55). Für die Arbeiter, welche die Karre zu ziehen und auf den Bohlen zu gehen haben, werden indessen diese Schutzleisten leicht hinderlich.

Die von den Holzstärken und Preisen abhängenden Kosten der Karrfahrten können zu etwa 3 bis 4 M. f. d. m Fahrt veranschlagt werden.

Statt der hölzernen Bahnen, welche sich schnell abnutzen, verwendet man auch Flachschienen aus gewalztem Eisen von etwa 130 mm Breite und mit 15 bis 20 mm hohen Rändern (10 bis 11 kg f. d. m wiegend).[29])

An den Stöfsen werden diese Schienen durch untergelegte Hölzer in ihrer Lage erhalten. Wo abgenutzte Eisenbahnschienen zur Verfügung stehen, gebraucht man wohl auch diese zu den Karrbahnen, indem man sie auf die Seite legt, so dafs das Rad der Karre durch die Vorsprünge des Schienenkopfes und des Fufses Führung erhält. Bei der geringen Fläche, welche die Eisenbahnschienen gegen das Einsinken in den Boden bieten, sind aufser den Unterlaghölzern an den Stöfsen noch solche zwischen ihnen erforderlich. Neue Eisenbahnschienen, vor ihrer Verwendung zum Oberbau, für Karrbahnen zu benutzen, ist nicht rätlich, weil die Schienen hierbei zu sehr verbogen werden.

[29]) Über die bei der Bergisch-Märkischen Bahn angewandten gewalzten Laufbohlen von 130 mm Breite und 22 kg Gewicht f. d. m siehe 3. Supplementband zum Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1869, S. 95.

Für die Rückfahrt der leeren Karren wird bei einigermafsen festem Boden in der Regel keine Fahrt gelegt, da mit den grofsen Rädern der Kippkarren die Hindernisse des Weges leicht überwunden werden.

b) Pferdekarren haben namentlich in früheren Jahren bei deutschen Bauausführungen dann Anwendung gefunden, wenn die Bodenbewegung zu grofs wurde, um zweckmäfsig durch Menschen bewirkt zu werden und die Einrichtung eines Betriebes auf Schienengleisen wegen der kostspieligen Geräte nicht vorteilhaft erschien. Die hierbei benutzten Kippkarren unterscheiden sich nicht wesentlich von den Handkippkarren, nur erhalten sie eine Vorrichtung zum Anspannen des Pferdes und zur Verbindung der Karren, die meist zu zwei, seltener zu drei Stück aneinandergekuppelt und von einem Pferde fortbewegt werden. In neuerer Zeit wird diese Förderart nur selten mehr angewendet und dürfte gegenüber den vervollkommneten Erdbeförderungsarten auf Schienengleisen auch nur in ganz besonderen Fällen Vorteile bieten.

2. Die Anordnung der Arbeiten. Die Handkippkarre wird in der Regel von zwei Arbeitern bedient, die, sobald die Ladung bewirkt ist, die Karre nach der Schüttstelle fahren, ausschütten und leer zurückfahren. Eine Förderung in Zügen (Kolonnen) findet dabei gewöhnlich nicht statt. Der Umstand, dafs die zu einer Karre gehörenden Arbeiter ganz unabhängig von den übrigen arbeiten und in ihrem Verdienste durch die Leistungen der anderen nicht beeinträchtigt werden, macht diese Arbeit von fleifsigen tüchtigen Leuten sehr gesucht, die dabei ihre volle Tätigkeit besser als bei irgend einer anderen Beförderungsart entwickeln können. Die Kraftanstrengung ist dann aber oft auch so grofs, dafs die Leute ihre Gesundheit einbüfsen. Handkippkarrenbeförderungen sind bei Entfernungen bis zu 500, 600 m und mehr vorgekommen. Bei mehr als 400 m Förderweite wird die Anstrengung für die Arbeiter aber schon so bedeutend, dafs man bei gröfseren Weiten diese Förderart nicht anwenden sollte.

Zwei Arbeiter bewegen die Karre durchschnittlich mit etwa 1 m Geschwindigkeit, dabei können die Bahnen bis 1% steigen. Bei stärkeren Steigungen sind 3 Arbeiter erforderlich, von denen zwei ziehen, während der dritte schiebt.

Bei Pferdekippkarren sind, mit Ausnahme des Pferdetreibers, die Arbeiter nur am Gewinnungsorte mit der Bodenlösung und Ladung und am Verwendungsorte mit der Wagenentleerung, der Einebnung und dem Verrücken und Verlängern der Fahrbahn beschäftigt.

Eine ausführliche Beschreibung dieser Beförderungsart mit den dabei vorkommenden Einrichtungen, Geräten und Arbeiten entnehmen wir dem Werke von Henz, dessen Verfasser sie bei seinen ausgedehnten Bauausführungen in früheren Jahren vielfach angewendet hat.[30])

Der Laderaum jeder Karre enthielt 0,6 cbm, so dafs in ihr 0,5 cbm Erde oder 0,4 cbm Steine, im Abtrag gemessen, mithin in 2 Karren 1 cbm Erde oder 0,8 cbm Steine befördert werden konnten.

Wenn diese Karren auf Gefällen von 1 : 100 oder darüber verwendet werden mufsten, erhielten sie Bremsvorrichtungen, die von dem Pferdetreiber bedient wurden.

Die Fahrbahn für die beladenen Wagen bestand aus 280 mm breiten, 100 mm starken hölzernen Langschwellen, welche bis zu 4,75 m Länge an den Stöfsen und in der Mitte durch 2,35 m lange, 0,314 m breite und 130 mm starke Querschwellen unterstützt, in dieselben eingeschnitten und verkeilt wurden. Auf den inneren Kanten der Langschwellen waren 100 mm hohe und breite Spurlatten aufgenagelt, wie aus Abb. 55 ersichtlich ist. Die Fahrbahn für die leer zurückgehenden Karren bestand aus 80 mm starken Bohlen als Langschwellen, welche nur in den Stöfsen unterstützt, aber auch mit

[30]) Vergl. Henz, Erdbau, S. 172 u. f.

Spurlatten versehen waren. Hierbei wäre die Anwendung eiserner Fahrplatten vorzuziehen gewesen, doch hätte man sie dann besser 156 bis 160 mm breit und 26 mm hoch gewählt. Die leere Rückfahrt bedurfte bei steinigem Boden oder Sand gar keiner besonderen Bahn.

Die Ausstürzbühnen erhalten bei dieser Beförderungsart dieselbe Einrichtung, wie bei der Handkippkarrenbeförderung. Wo etwa Ausweichungen in der Fahrbahn nötig sind, werden eben solche Bohlenplattformen angelegt, auf welche Spurlatten zur Führung der Wagenräder genagelt sind. Wenn der Boden in den Einschnitten nicht sehr trocken und fest ist, wird auch vor den Ladestellen ein Bohlenbelag gestreckt, um das Wenden, Zusammenkuppeln und Anfahren der Karren möglichst zu erleichtern und zu beschleunigen.

Die Anlagekosten richten sich wesentlich nach den örtlichen Holzpreisen und müssen dementsprechend ermittelt werden. Annäherungsweise kann angenommen werden, dafs das Meter Fahrbahn für beladene Wagen 5,25 bis 6 M., für leere 3,75 M., das Quadratmeter Bohlenbelag 3 bis 3,75 M., ein Paar Pferdekarren mit dem Pferdegeschirr 360 M. und ein für diese Arbeiten geeignetes Pferd rd. 900 M. kostet.

Die Pferde bewegen sich im Schritt mit einer Geschwindigkeit von nahezu 1,25 m in der Sekunde, legen also einen Weg von 75 m in der Minute, und 4500 m in der Stunde zurück. Der Weg, welchen ein Pferd, halb mit beladenen, halb mit leeren Karren täglich zurückzulegen vermag, kann daher auf 30 bis 35 km angeschlagen werden und da die tägliche Arbeitszeit eines Pferdes zu $10^1/_2$ Stunden anzunehmen ist, so bleiben $2^3/_5$ bis $3^4/_5$ Stunden für das Beladen und Entladen, Wenden u. s. w. der Karren übrig. Andererseits ist aber die hierzu erforderliche Zeit von der Länge der Beförderung unabhängig und beträgt für jede Fahrt, sie mag lang oder kurz sein, zwischen 12 und 15 Minuten, woraus sich ergibt, dafs lange Beförderungen eine weit vollständigere Ausnutzung der Pferdekräfte zulassen als kurze. So gehört z. B. schon eine Förderweite von 1500 m dazu, wenn ein Pferd in $10^1/_2$ Stunden 35 km zurücklegen und nicht länger untätig bleiben soll, als der nötige Aufenthalt des Auf- und Abladens erfordert. Gute, wohlgenährte Pferde legen einen Teil des Rückweges mit leeren Wagen im Trabe zurück und bewegen sich dann mit der doppelten Geschwindigkeit, wodurch ein Teil der durch die Nebenarbeiten verlorenen Zeit wieder eingebracht werden kann.

Das Beladen, Los- und Zusammenkuppeln der Karren an den Gewinnungsorten des Materiales geschieht durch die mit der Lösung desselben beschäftigten Arbeiter; zum Entladen sind an der Abstürzstelle 7 Arbeiter erforderlich, nämlich 3 für den Vorder- und 4 für den Hinterwagen. Von letzteren ergreift einer die Deichsel und löst sie, zwei greifen in die Räder, drehen die Karre und bringen sie zur Kante der Abstürzbühne und der vierte löst das Schutzbrett, hilft beim Entladen und setzt die Brettwand wieder ein. Beim Vorderwagen wird ebenso verfahren, nur ist der Arbeiter an der Deichsel nicht erforderlich, da der Treiber durch das Pferd die Karre drehen und zurücksetzen läfst. Der Betrieb mufs so eingerichtet werden, dafs das Ausstürzen der Karren ununterbrochen während der Arbeitszeit fortgesetzt werden kann. Bei dieser Voraussetzung ist es möglich, in $9^1/_2$ Stunden 750 Doppelkarren in den Auftrag zu schütten, wobei aufserdem 1 Stunde auf die Verlängerung der Bettung und der Fahrbahn gerechnet wird. Die von den 7 Mann am Kopf der Schüttung zu verrichtende Arbeit ist indessen eine so anstrengende, dafs sie den ganzen Tag über nicht auszuhalten ist und die Leute in bestimmten Zeitabschnitten abgelöst werden müssen, weshalb dafür 14 Mann in Rechnung zu stellen sind. Die 750 abgestürzten Doppelkarren halten etwa 750 cbm Boden, es kommt also auf jedes Kubikmeter $\frac{14}{750}$ = rd. $\frac{1}{50}$ Tagelohn, auf das Lösen, Wenden, Auskippen und Wiederzusammenkuppeln der Karre, sowie auf die Verlängerung der Absturzbettung mithin etwa 0,05 M.

Selten kommt bei diesen Arbeiten der möglichst zu vermeidende Fall vor, dafs Schüttungsmaterial auf stark ansteigenden Bahnen gehoben werden mufs; wenn dies aber nicht vermieden werden kann, so mufs sowohl an der Belastung der Karren, als an der Geschwindigkeit der Förderung verhältnismäfsig nachgelassen werden. Häufiger wird dagegen der Boden mit dem Gefälle befördert werden müssen, auf welchem die Kraft nicht sowohl zum Fortschaffen der Last als auf das Zurückhalten und die Tragung eines Teiles derselben, sowie auf die Zurückführung der leeren Wagen auf Ansteigungen verwendet werden mufs.

Nach den Erfahrungen, welche beim Gebrauche dieser Karren gemacht worden sind, können Gefälle von 1 : 50 beim Niedergange mit der Last noch bequem überwunden werden, nur lastet schon ein Teil der vordersten Karrenladung auf dem Pferd; bei einem Gefälle von 1 : 30 bis 1 : 40 und mehr mufs aber schon gebremst werden. Leere Wagen können ohne Gefahr noch bei einem Gefälle von 1 : 15 bis 1 : 20 abwärts fahren, bei ihrem Hinaufziehen ist aber bei gleicher Steigung der Kraftaufwand so grofs, wie der zur Beförderung beladener Wagen auf wagerechter Bahn.

Bei einer grofsen Dammschüttung wurden mit diesen Karren während längerer Zeit bei täglich 11stündiger Arbeit durch 28 Pferde täglich 600 bis 700 Doppelkarren auf 800 bis 850 m Entfernung befördert, dabei auf 350 bis 400 m Länge die leeren Wagen im Trabe zurückgefahren. Danach ist täglich 22 mal gefahren und ein Weg von 36 bis 37 km zurückgelegt worden.

Ein anderer Fahrschacht von 24 Pferden beförderte auf 500 bis 550 m Entfernung täglich 550 Doppelwagen; Hin- und Rückweg wurden im Schritt zurückgelegt; es kamen daher auf den Tag 26 Fahrten und der ganze Weg eines Pferdes betrug nur wenig über 27 km.

Bei Überschlägen für beschränktere Baustellen, wo die Arbeiten öfter gestört werden, kann unter der Annahme, dafs 5 Doppelkarren 5 cbm Boden fassen, gerechnet werden, dafs 1 Pferd täglich auf

350	m	Entfernung	30	cbm	befördert,
550	„	„	24	„	„
750	„	„	20	„	„
950	„	„	18	„	„
1150	„	„	15	„	„
1500	„	„	12	„	„

3. Die **Leistungen bei Kippkarrenbeförderung** lassen sich ähnlich wie bei der Schiebkarrenbeförderung (s. S. 56) berechnen, nur sind bei den Handkippkarren für jede Fahrt etwa 6 bis 8 Minuten Zeitverlust für das Beladen, Wenden und Abstürzen zu berücksichtigen, während bei den Pferdekippkarren die Leistung von der Geschwindigkeit der Pferde, von der Förderweite und von dem Aufenthalt abhängt, der durch das Beladen, Wenden und Entladen entsteht.

a) Handkippkarren. Beim Fortbewegen der Kippkarren durch Menschen kann wie bei der Schiebkarrenbeförderung die Geschwindigkeit zu 3000 m f. d. Stunde angenommen werden. Der oben erwähnte Zeitverlust für das Beladen u. s. w. entspricht einer Strecke von $6 \cdot \frac{3000}{60}$ bis $8 \cdot \frac{3000}{60}$ Meter, d. h. 300 bis 400 m, um welche bei jeder Doppelfahrt (Hin- und Rückfahrt) die Förderweite l zu vermehren ist. Die Anzahl der von einer Arbeitergruppe in 10stündiger Tagesarbeit im ungünstigsten Falle geförderten Kippkarren, d. h. die Anzahl der in dieser Zeit möglichen Fahrten, ergibt sich also zu:

$$x_1 = \frac{30000}{2l + 400} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 21.$$

Werden nur 6 Minuten Zeitverlust angenommen, so ergibt sich

$$x_1 = \frac{30000}{2l + 300} = \frac{15000}{l + 150} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 21^a.$$

Rechnet man die Ladungsfähigkeit einer von 2 Arbeitern gezogenen Handkippkarre fünfmal so grofs, als die einer Schiebkarre, so dafs also 1 cbm gewachsenen Bodens 3 Ladungen ergibt, d. h. $J_1 = \frac{1}{3}$ cbm zu setzen wäre, so bestimmt sich die Leistung für 2 Arbeiter während 10stündiger Arbeitszeit zu:

$$L_1 = J_1 x = \frac{1}{3} \cdot \frac{30000}{2l + 400} = \frac{5000}{l + 200} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 22.$$

oder nach Formel 21a:

$$L_1 = \frac{1}{3} \cdot \frac{30000}{2l + 300} = \frac{5000}{l + 150} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 22^a.$$

also für einen Arbeiter bezw.

$$L_1' = \frac{1}{2} \cdot \frac{5000}{l + 200} = \frac{2500}{l + 200} \text{ cbm} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 23.$$

oder

$$L_1' = \frac{1}{2} \cdot \frac{5000}{l + 150} = \frac{2500}{l + 150} \text{ cbm} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 23^a.$$

Wird die Förderweite $l = 250$ m angenommen, so beträgt die Tagesleistung für 2 Arbeiter:

$$L_1 = \frac{1}{8} \cdot \frac{30000}{2.250 + 400} = \text{rd. } 11 \text{ cbm},$$

also für einen Arbeiter 5,5 cbm.

Bei derselben Förderweite würde ein Arbeiter in einem 10stündigen Arbeitstage nach Formel 12 mit der Schiebkarre befördern:

$$L = \frac{1}{15} \cdot \frac{30000}{2.250 + 75} = 3{,}47 \text{ oder rd. } 3{,}5 \text{ cbm},$$

woraus ersichtlich ist, dafs der Handkippkarrenbetrieb bei einer Förderweite von 250 m bereits viel vorteilhafter erscheint, als der Schiebkarrenbetrieb.

Bei Felsboden verringert sich die Leistung um etwa 20%. Bei Steigungen von mehr als 1% ist bei der Berechnung ein dritter Arbeiter zu berücksichtigen, was bei Überschlagsrechnungen meist durch einen Zuschlag zur Förderweite von 25 m f. d. m Steigung erfolgt (vergl. § 17).

b) Pferdekippkarren. Bei dieser Beförderungsart wird die Kraft eines Pferdes gut ausgenutzt, wenn es täglich einen Weg von 4 Meilen oder 30 km, zur Hälfte mit beladenen, zur anderen Hälfte mit leeren Karren, mit einer Geschwindigkeit von etwa 1,2 m f. d. Sekunde oder von 72 m in der Minute zurücklegt. Dies entspricht einem Zeitaufwande von rd. 7 Stunden, so dafs für die Zeit zwischen den einzelnen Zügen zum Beladen u. s. w. bei einem 10stündigen Arbeitstage: 10 — 7 = 3 Stunden oder 180 Minuten zur Verfügung bleiben, die möglichst günstig zu verteilen sind.

Rechnet man den bei jeder Hin- und Herfahrt entstehenden Aufenthalt zu 8 Minuten, wobei das Pferd nach leerer Rückfahrt sofort wieder vor einen bereit stehenden, unterdessen beladenen Karren gespannt wird, so ergeben sich aus der zur Verfügung stehenden Zeit von 180 Minuten:

$$\frac{180}{8} = 22 \text{ bis } 23 \text{ Fahrten}.$$

Andererseits ist durch den am Tage zu leistenden Gesamtweg von 30000 m und durch die Förderweite l ebenfalls die Zahl der Fahrten:

$$x_2 = \frac{30000}{2l}$$

bestimmt. Aus der Gleichsetzung dieser Werte erhält man als vorteilhafteste Förderweite aus:

$$\frac{30000}{2l} = \frac{180}{8},$$

die Förderweite zu:
$$l = \frac{8.15000}{180} = 666 \text{ m} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 24.$$

Mufs das Pferd auf die Beladung der Karren jedesmal warten, so dafs bei jeder Hin- und Rückfahrt ein Aufenthalt von 8 + 6 = 14 Minuten entsteht, so wird die Anzahl der in einem Tage möglichen Fahrten naturgemäfs geringer und zwar:

$$\frac{180}{14} = 13 \text{ Fahrten},$$

aber als günstigste Förderweite ergibt sich eine gröfsere Strecke, denn wie vorhin ist:

$$\frac{30000}{2l} = \frac{180}{14},$$

woraus:
$$l = \frac{14.15000}{180} = 1166 \text{ m} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 24^a.$$

Henz bemerkt, dafs die Förderweiten für Pferdekippkarren erfahrungsmäfsig zwischen 500 und 1600 m Länge liegen und die letzteren nur anwendbar sind, wenn die zu bewegende Bodenmasse nicht bedeutend genug ist, oder es aus anderen, etwa örtlichen Verhältnissen nicht genügend vorteilhaft erscheint, eine Schienenbeförderung mit allen dazugehörigen Verrichtungen einzurichten. Zu dem Pferde ist noch der Führer zu rechnen und aufserdem sind für die Arbeiten an der Absturzstelle, welche bei dem Handkippkarren von den Karrenziehern verrichtet werden, auf jede 100 cbm Bodenmasse etwa 2 bis 3 Tagewerke anzunehmen.

Die tägliche Leistung eines Pferdes ergibt sich unter der Annahme, dafs mit 2 bis 3 zusammengekuppelten Karren von einem Pferde durchschnittlich 1 cbm gewachsener Boden fortbewegt werden kann, bei 10stündiger Arbeitszeit zu:

$$L_2 = \frac{30000}{2l} \cdot 1 = \frac{15000}{l} \text{ cbm} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 25.$$

vorausgesetzt, dafs die Förderweite grofs genug ist, um die Kraft des Pferdes ausnutzen zu können, d. h. nach obiger Berechnung (s. Formel 24a) mindestens 1166 m beträgt, wenn nicht mit Wechselkarren gefahren wird.

Bei geringeren Förderweiten ist die Dauer einer Hin- und Rückfahrt + 14 Minuten Aufenthalt bei 72 m Geschwindigkeit f. d. Minute:

$$t = \frac{2l}{72} + 14 \text{ Minuten} = \frac{2l + 14 \cdot 72}{72 \cdot 60} \text{ Stunden} \quad \ldots \ldots \quad 26.$$

und die Anzahl der Fahrten in 10 Stunden:

$$x_2 = \frac{10 \cdot 72 \cdot 60}{2l + 14 \cdot 72} = \text{rd.} \frac{43000}{2l + 1000} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 27.$$

Damit ergibt sich:

für	$l =$ 400 m	wird:	$x_2 =$ 24	Fahrten
„	$l =$ 600 „	„	$x_2 =$ 19—20	„
„	$l =$ 800 „	„	$x_2 =$ 16—17	„
„	$l =$ 1000 „	„	$x_2 =$ 14—15	„

Wie schon erwähnt, erweist sich bei diesen geringeren Förderweiten eine andere Beförderungsart meist als vorteilhafter, so dafs in neuerer Zeit die Pferdekippkarren bei gröfseren Erdarbeiten kaum mehr Verwendung finden.

4. Der **Bedarf an Fördergeräten** ergibt sich in ähnlicher Weise und unter Beibehaltung derselben Bezeichnungen, wie im § 12 unter 4. (S. 57) für:

a) Handkippkarren, wenn berücksichtigt wird, dafs der Inhalt J_1 jeder Karre hier gröfser ist und dafs daher zum Lösen und Laden des Bodens für eine Karre je zwei Arbeiter erforderlich werden, also die Anzahl der Handkarren:

$$H = \frac{M}{2K} + \frac{M}{J_1 x_1} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 28.$$

sein wird. Setzt man x_1 nach Formel 21 ein, so ist die Anzahl der erforderlichen Handkippkarren

$$H = M \left(\frac{1}{2K} + \frac{2l + 400}{30000 J_1} \right) \quad \ldots \ldots \ldots \quad 29.$$

zu denen der häufig notwendig werdenden Ausbesserungen wegen noch 10% als Aushülfe hinzuzuzählen sind.

Ist $M = 1000$ cbm; $l = 500$ m; $J_1 = 1/3$ cbm und $K = 15$ cbm, so ist:

$$H = 1000 \left(\frac{1}{30} + \frac{(2 \cdot 500 + 400) 3}{30000} \right) = 177 \text{ Handkarren}$$

dazu 10% zur Aushülfe . . . . . 18 „

zusammen . . . 195 Handkarren

Die Einteilung der Karrschichten wählt man bei gröfseren Arbeiten in der Regel so, dafs auf jede Schicht etwa 20 Handkippkarren kommen.

Die Länge der Karrdielen kann für 2 bis 3 Schichten zu $\frac{4\,l}{3}$ angenommen werden, so dafs die Gesamtlänge der Fahrten etwa $\frac{l}{30}$ bis $\frac{l}{40}$ der Karrenzahl wird.

Für Verhältnisse, wie sie in dem obigen Beispiele angenommen wurden, würde man voraussichtlich 8 Schichten bilden und für 4 Karrfahrten von je $\frac{4 \cdot 500}{3} = 667$ m Länge, im ganzen 2700 m Fahrt nötig haben.

b) Pferdekippkarren. Nach Formel 27 beträgt die Anzahl der Fahrten in 10 Stunden:

$$x_2 = \frac{43000}{2\,l + 1000};$$

also wird, wie oben, die Anzahl der erforderlichen Pferdekarren

$$P = M\left(\frac{1}{2\,K} + \frac{2\,l + 1000}{43000 \cdot J_1}\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 30.$$

ohne die zur Aushülfe bereit zu haltenden Karren, deren Anzahl wie bei den Handkippkarren zu etwa 10% anzunehmen ist.

Für $M = 1000$ cbm; $l = 800$ m; $J_1 = 1/3$ cbm und $K = 15$ cbm ergeben sich:

$$P = 1000\left(\frac{1}{2 \cdot 15} + \frac{(2 \cdot 800 + 1000) \cdot 3}{43000}\right) = 214 \text{ Karren}$$

dazu 10% zur Aushülfe = 21 „

zusammen . . . 235 Karren

Bei den Pferdekarrenbeförderungen wird man in der Regel eine Hauptfahrt für den Hinweg und eine für den Rückweg anlegen, so dafs die Gesamtlänge der Fahrten $= 2\,l$ wird. Aufserdem hat man noch an den Förderstellen und an den Absturzbühnen den zur Herstellung der ebenen Böden erforderlichen Bedarf an Bohlen zu berücksichtigen, der zusammen angenähert auf 50 qm zu veranschlagen ist.

Im vorstehenden Beispiele würden sich ergeben:

an Fahrten $2 \cdot 800 = 1600$ m Bohlen

und 50 qm von 0,3 m breiten Bohlen 167 „ „

zusammen rd. 1800 m Bohlen

5. Der **Bedarf an Arbeitskräften** bestimmt sich:

a) Bei Handkippkarren aus:

α. der Zahl der zum Lösen und Laden erforderlichen Arbeiter nach Formel 17:

$$A_1 = \frac{M}{K} \text{ Arbeiter,}$$

β. der für die Beförderung und Entleerung der in Bewegung befindlichen Karren erforderlichen Arbeiter. Da jede Karre durch 2 Arbeiter geschoben wird, so ist hier das Doppelte der in Formel 18 (S. 58) berechneten Arbeiter unter Berücksichtigung der Formel 21 (S. 63) zu setzen, also:

$$A_2 = 2\,\frac{M}{J_1\,x_1} = 2\,M\,\frac{2\,l + 400}{30000 \cdot J_1}$$

γ. der an der Schüttstelle, zum Reinigen der Bahnen u. s. w. verwendeten Arbeiteranzahl, wie in Formel 19 (S. 58):

$$A_3 = Z = \frac{(A_1 + A_2)\,5}{100}$$

für welche wieder 5% der unter α. und β. angeführten Arbeitskräfte gerechnet werden können, also:

$$A = A_1 + A_2 + A_3 = \frac{M}{K} + \frac{2\,M\,2\,l + 400}{30000\,.\,J_1} + \frac{(A_1 + A_2)\,5}{100} \quad . \quad . \quad . \quad 31.$$

Für das Beispiel S. 65 ergibt sich die erforderliche Arbeiteranzahl zu:

$$A = A_1 + A_2 + A_3 = \frac{1000}{15} + \frac{1000\,(2\,.\,500 + 400)\,.\,3\,.\,2}{30000} + Z =$$

$$= 347 + \frac{5\,.\,347}{100} = 364 \text{ Arbeiter},$$

b) Bei Pferdekippkarren aus:

α. der Zahl der zum Lösen und Laden erforderlichen Arbeiter, wie oben:

$$A_1 = \frac{M}{K} \text{ Arbeiter},$$

β. der Zahl der für je 2 oder 3 zusammengekuppelte Karren erforderlichen Pferdetreiber

$$A_2 = \frac{1}{2}\,\frac{M}{J_2\,x_2} \text{ bezw. } = \frac{1}{3}\,.\,\frac{M}{J_2\,x_2} \text{ Arbeiter},$$

γ. der bei 2 gekuppelten Wagen an der Entladestelle erforderlichen 14 Arbeiter, also

$$A_3 = 14 \text{ Arbeiter (s. S. 62)},$$

so dafs die erforderliche Arbeiteranzahl sich zu:

$$A = A_1 + A_2 + A_3 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 32.$$

ergibt. Dazu kommt noch:

δ. die notwendige Anzahl Pferde, die der Arbeiteranzahl A_2 gleichkommt.

Statt des unter β. entwickelten Wertes von A_2 kann auch, unter Annahme einer Tagesleistung von 50 cbm für das Entladen, gesetzt werden:

$$A_2 = \frac{M}{50} \text{ Arbeiter} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 33.$$

Ebenso können für die Arbeiteranzahl an der Schüttstelle statt des unter γ. angeführten Wertes von A_3 wieder 5% der unter α. und β. berechneten Arbeitskräfte eingesetzt werden.

Endlich kann bei Überschlagsrechnungen die erforderliche Anzahl der Pferde und der zugehörigen Treiber auch aus der täglichen Leistung eines Pferdes $L_2 = \frac{30000}{2\,l}$ (s. Formel 25, S. 65) zu

$$R = \frac{2\,M\,l}{30000} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 34.$$

ermittelt werden.

Zur Vermeidung von Zeitverlust beim Zusammenstellen der Züge und beim Abstürzen werden bei dieser Beförderungsart in jeden Zug nicht mehr Karren eingestellt, als ein Pferd fortbewegen kann.

Beispielsweise ergibt sich, wenn $M = 600$ cbm; $l = 1100$ m; $K = 5$ cbm, für:

das Lösen und Laden des Bodens	$= \frac{M}{K} = \frac{600}{5} =$	120 Mann
„ Entladen von je 50 cbm also	$\frac{M}{50} = \frac{600}{50} =$	12 „
„ Reinigen u. s. w. 5% von 132	$=$	7 „
	zusammen	139 Mann

die Anzahl der Pferde $= \frac{2\,M\,l}{30000} = \frac{2\,.\,600\,.\,1100}{30000} = 44$ Pferde mit Treibern, wozu noch etwa 5%, also 2 Pferde zur Aushülfe zu rechnen sind.

§ 14. Die Geräte und Vorrichtungen zur Bodenbeförderung in Rollwagen auf Schienengleisen. Schienengleise, welche ähnlich den Gleisen der Haupt- und Nebenbahnen hergestellt werden, bieten gegenüber den bisher betrachteten Förderbahnen für die Erdbeförderung den Vorteil, dafs bei ihnen die Reibungswiderstände, welche die Fahrzeuge zu überwinden haben, wesentlich geringer werden, dafs die Einflüsse des Wetters ihre Benutzung nur in unerheblicher Weise beschränken und dafs sie die Anwendung der Dampfkraft oder der Elektrizität zur Fortbewegung der Erdwagen, an Stelle der tierischen Kräfte, möglich machen. Hierin liegt ihre grofse wirtschaftliche Bedeutung und hierdurch ist es möglich geworden, dafs Erdarbeiten bei grofsen Förderweiten trotz der Steigerung der Arbeitslöhne und der Preise für alle Lebensbedürfnisse jetzt billiger ausgeführt werden als in früheren Jahren.

Die Anwendung von Schienenbahnen wird aber erst da zweckmäfsig, wo die hohen Beschaffungskosten für Gleise, Fördergeräte und die zu ihrer Unterhaltung erforderlichen Anlagen sich auf eine gröfsere Fördermasse verteilen. In den einzelnen Fällen wird man daher die durch Instandsetzung des Betriebes entstehenden Kosten, mögen die Geräte und Vorrichtungen aus vorhandenen Beständen genommen oder neu angeschafft werden, zu ermitteln haben und untersuchen müssen, ob der davon auf die Masseneinheit entfallende Teil die Minderkosten der Förderung übersteigt oder nicht. In den Erörterungen über Leistung und Kosten (s. § 15 u. 18) wird hierauf näher eingegangen werden.

Die Ausbildung der Arbeitsgleise hängt wesentlich von der Art der Zugkraft und damit gleichzeitig von den Lasten ab, welche sie zu tragen haben. Man benutzt zum Fortbewegen der Erdwagen Menschen, Pferde oder Maschinen.

Die Beförderung durch Menschen beschränkt sich auf kurze Entfernungen und kleinere Arbeiten. Werden gröfsere Leistungen erforderlich, so benutzt man zweckmäfsig zum Fortbewegen der Massen Pferde oder Lokomotiven.

1. **Die Erdwagen.** Die vorkommenden Erdwagen sind nach Gröfse und nach den Einrichtungen zu ihrer Entleerung verschieden. In ersterer Beziehung bestehen erhebliche Unterschiede zwischen den dem Bergwerksbau entnommenen, bei Tunnelbauten noch häufig benutzten, schmalspurigen Hundewagen mit 0,60 m Spurweite oder weniger, und den für Bahnen bis zur normalen Spur von 1,435 m eingerichteten Wagen. In letzterer Beziehung unterscheidet man Wagen mit festem Kasten von solchen mit beweglichem Kasten und unter diesen wieder Vorder- oder Vorkipper und Seitenkipper. Bei Wagen mit festem Kasten mufs, um sie zu entleeren, der Inhalt durch Handarbeiter mittels Schaufeln, Hacken oder ähnlichen Geräten entfernt werden, oder es sind die Seiten- bezw. Bodenwandungen zum Öffnen eingerichtet, während bei den Kippwagen durch eine Neigung des Kastens der Inhalt entweder nach der Seite (Seitenkipper) oder nach vorn (Vorderkipper) herausfällt. Es würde hier zu weit führen, alle die verschiedenen Arten der Erdwagen zu beschreiben, woher nur einige Beispiele, welche sich bewährt haben, angeführt werden mögen.

a) Wagen mit festem Kasten. α. Gewöhnliche Kastenwagen. In den Abb. 1 u. 2, Taf. I ist ein Wagen mit festem Kasten dargestellt, welcher in früheren Jahren bei einer Reihe grofser Bauausführungen der hannöverschen Eisenbahnen angewandt wurde, wo man die weniger standfesten Kippwagen einzuführen sich scheute. Die Spurweite des Wagens beträgt 0,63 m, der Kasten faſst 1 cbm.

Das Entladen dieser Wagen hat bei Sandboden nach den Angaben von Mohr[31])

[31]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 162.

unter günstigen Verhältnissen (berechnet nach der täglichen Leistung) f. d. Kubikmeter etwa 0,4 Arbeitsstunden beansprucht, was einen erheblichen Arbeitsaufwand gegenüber dem bei Kippwagen erforderlichen darstellt. Zur Vergleichung diene folgendes Beispiel.

Bei einem gröfseren Erdarbeitsbetriebe in der Nähe von Berlin mit Lokomotivbeförderung sind im Frühjahr 1875 unter allerdings sehr günstigen Verhältnissen bei leichtem Sandboden 33 Seitenkippwagen zu 2,6 cbm Inhalt von 22 Mann regelmäfsig in 7 Minuten geleert worden; das macht f. d. cbm $\frac{7}{3.9} = 1{,}8$ Minuten oder 0,03 Arbeitsstunden. Bei demselben Betriebe mufsten in jedem Arbeitszuge zwei Bremswagen (zu 2,6 cbm), die nicht zum Kippen eingerichtet waren, ausgeschaufelt werden. Hiermit hatten 6 Mann bei angestrengter Arbeit Schwierigkeit, um in der Zeit von 7 Minuten fertig zu werden; diese Arbeit erforderte also f. d. cbm $\frac{6 \cdot 7}{2 \cdot 2{,}6 \cdot 60}$ = etwa 0,13 Arbeitsstunden.

Es hat demnach das Ausschaufeln reichlich 4 mal so viel Arbeit erfordert, als das Entleeren der Kippwagen.

Aus der durchschnittlichen Tagesleistung ergibt sich, dafs obenerwähnte 22 Mann in 12 Stunden aus 33 Arbeitszügen $33 \cdot 33 \cdot 2{,}6 = 2831$ cbm Sandboden von Kippwagen entladen haben, neben den zwischen den einzelnen Zügen vorkommenden Nebenarbeiten, wie Einbauen der Massen, Verschieben der Gleise u. s. w.; f. d. cbm wurden also $\frac{22 \cdot 12}{2831} = 0{,}093$ = rd. 0,1 Arbeitsstunden aufgewandt. Vergleicht man dieses Ergebnis mit dem von Mohr unter sehr günstigen Verhältnissen beim Ausschaufeln des Sandbodens beobachteten von 0,4 Arbeitsstunden f. d. cbm, so ergibt sich auch hiernach für das Ausschaufeln etwa der 4fache Arbeitsaufwand gegenüber dem Entleeren der Wagen durch Kippen.

Nach der für die oldenburgischen Bahnen von Buresch aufgestellten Preistabelle verhalten sich die Preise für sämtliche Arbeiten am Abladeorte, also für das Entladen der Wagen, Verbauen des Bodens, Verlegen und Unterhalten der Gleise, Versetzen des Sturzgerüstes, Wagenschieben, Weichenziehen u. s. w. bei Anwendung von Kippwagen zu denen bei Anwendung fester Wagen wie 4 : 9. Läfst man die ständigen Nebenarbeiten unberücksichtigt, so werden selbstverständlich die nur für das Entladen sich ergebenden Verhältniszahlen viel verschiedener.

Zu den Wagen mit festen Kasten sind auch die Sattelwagen und die sogenannten Selbstentlader und Bodenkipper zu rechnen, da das Kastengestell an sich fest bleibt und nur die Boden- bezw. Seitenwandungen sich öffnen lassen.

Abb. 57 u. 58. *Sattelwagen.*[32])

Abb. 57. Längsschnitt. Seitenansicht.

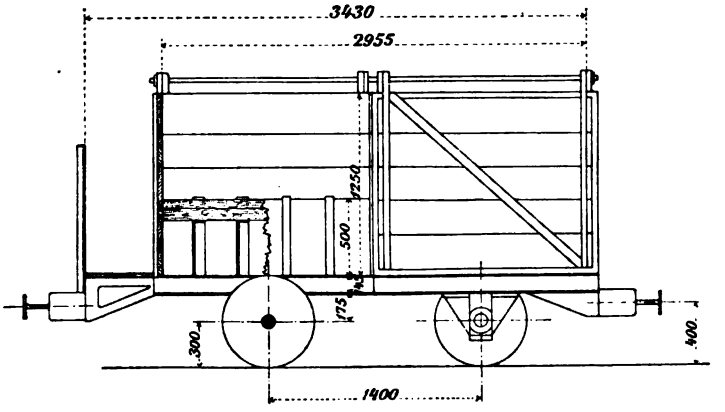
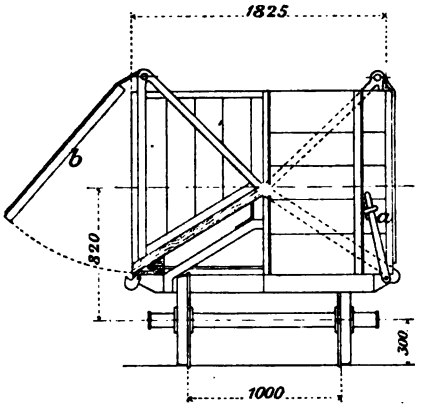


Abb. 58. Querschnitt. Seitenansicht.



β. Sattelwagen. Die Abb. 57 u. 58 zeigen einen Sattelwagen von 5 cbm Inhalt und 8250 kg Tragkraft, bei welchem der Boden dach- oder sattelförmig (s. Abb. 58, linke Seite) gebildet ist, so dafs das Schüttmaterial von selbst herausfällt, sobald die unten mittels eines Hebels *a* feststellbaren Seitenwandungen *b*, die sich um ihre obere Kante drehen lassen, aufgeklappt werden, wie dies die Abb. 58 veranschaulicht.

[32]) Die Zeichnung ist einer freundlichen Mitteilung des Herrn Direktor Oberschulte zu verdanken.

Damit das Schüttmaterial nicht zu nahe bei den Rädern liegen bleibt, ist ein entsprechendes Vorstehen des Kastenbodens erforderlich.

γ. Selbstentlader. Bei den Selbstentladern, die in Amerika seit mehreren Jahren sich als „Goodwin Car“ eingebürgert haben und in neuerer Zeit auch in Deutschland in ähnlicher Weise von Arthur Koppel in Berlin und Bochum gebaut werden, besteht der Boden, sowie die Seitenwandungen aus einer oder mehreren eisernen Klappen, die an dem festen Wagengestell in scharnierartig ausgebildeten Daumenverschlüssen, bezw. an durchlaufenden Wellen hängen und durch Schneckengetriebe oder durch Zug- oder Hebelvorrichtungen die verschiedensten Stellungen einnehmen können, so dafs nach einer, oder nach beiden Seiten gleichzeitig, in beschränkter oder voller Weite, oder auch nach unten, langsam oder plötzlich die Entleerung des Wagens vorgenommen werden kann, wie dies die Abb. 59 bis 64 schematisch angeben. Vor den Kippwagen haben sie den Vorteil gröfserer Standsicherheit voraus.

Abb. 59 bis 64. *Goodwin-Wagen in verschiedenen Schüttstellungen.*

Abb. 59.
Langsame Entleerung nach einer Seite.

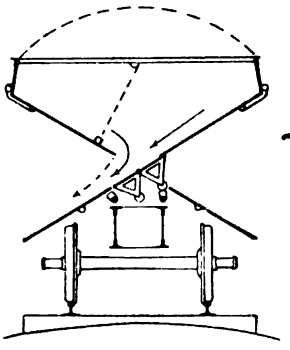


Abb. 60.
Rasche Entleerung nach einer Seite.

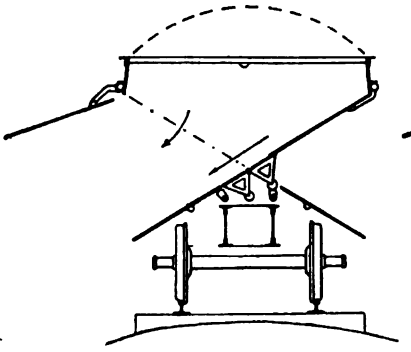


Abb. 61.
Vollständige Entleerung nach beiden Seiten.

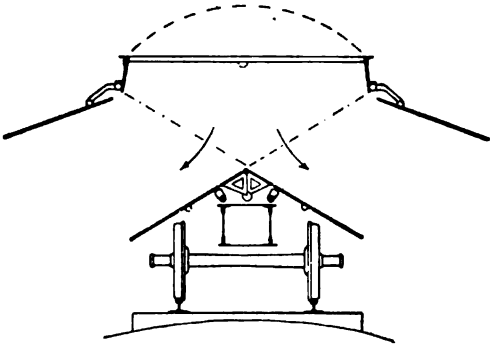


Abb. 62.
Einseitige langsame Enteerung nach unten.

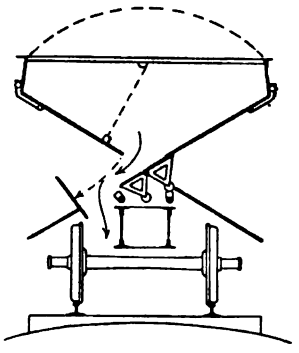


Abb. 63.
Beidseitige langsame Entleerung nach unten.

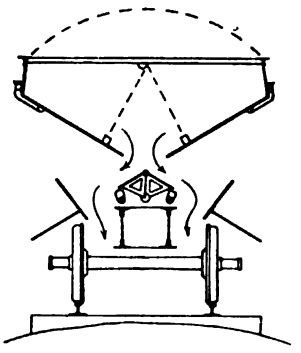
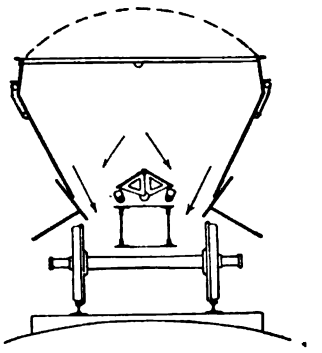


Abb. 64.
Vollständige beidseitige Entleerung nach unten.



δ. Bodenkipper. Die Abb. 62 bis 64 stellen auch die Wirkungsweise der Bodenkipper dar, die auch früher schon in einfacherer Ausführungsweise vielfach zur Anwendung gekommen sind[88]), u. a. beim Bau von Wellenbrechern in England zum Anfahren von Felsmassen und zum Abstürzen solcher von Gerüsten aus.

[88]) Vergl. Dr. Hagens Bericht über Sicherheitshäfen in England. Zeitschr. f. Bauw. 1853, S. 250. — Ein von Thomas in Dresden gebauter, bei Erdarbeiten für die Nordhausen-Erfurter Bahn benutzter Bodenkipper von 3 cbm Inhalt wird beschrieben: Henz, Erdbau. Berlin 1874, 3. Aufl. S. 181, Taf. XI, Fig. 104a u. 104b.

b) Kippwagen. Der Fassungsraum der Kippwagen ist sehr verschieden; bei den nachstehend erwähnten Beispielen schwankt er zwischen 0,5 cbm und weniger bis zu 3 cbm und mehr. Die Gröfse steht in wechselseitiger Beziehung zu der Art der Zugkraft, zum Arbeitsbetriebe an den Belade- und Entladestellen, und zur Tragfähigkeit der Fahrbahnen und des Auftragbodens, letzteres namentlich, weil die frisch geschütteten Teile der Dämme bei manchen Bodenarten grofse Lasten nicht zu tragen vermögen.

Je gröfser die Förderweite, je gröfser also der von den Gesamtkosten der Erdarbeiten auf die Beförderung entfallende Teil ist, desto lohnender wird die Einführung vollkommenerer Beförderungsmittel. Grofse Wagen sind im allgemeinen standfester als kleine und eignen sich deshalb für weite Förderstrecken. Die Anwendung kleiner Wagen von 1 bis 1,5 cbm Inhalt bietet dagegen den Vorteil, die Kosten der zum Entladen der Massen erforderlichen Anlagen und Arbeiten zu vermindern; die Schüttgerüste können leichter angeordnet werden und die Entladung geht unter sonst gleichen Verhältnissen rascher von statten.

Der Mangel an genügender Standsicherheit, welcher den Kippwagen mit Recht vorgeworfen wird, wurde durch die Verbesserungen der neueren Zeit möglichst beseitigt. Diese bezwecken vornehmlich neben einer guten Herstellung der Achsen und Räder eine nicht zu hohe Lage und sichere Stützung des Kastens, die Möglichkeit den Kasten behufs Entladens stark neigen zu können, sowie Einfachheit und Dauerhaftigkeit der Bewegungs- und Beschlagteile.

Hottenroth[24]) gibt zwei Beispiele über den Arbeitsaufwand beim Entleeren von Kippwagen verschiedener Gröfse. Nach dem einen haben grofse Kippwagen von 3 cbm Inhalt einen Aufwand von 0,032 Arbeitsstunden f. d. cbm erfordert, nach dem anderen kleine Kippwagen von 1,33 cbm Inhalt einen solchen von 0,011 Arbeitsstunden f. d. cbm. Der Verfasser folgert hieraus, dafs hinsichtlich des Entladens und der Nebenarbeiten beim Einbauen der Massen die Anwendung kleiner Rollwagen vorteilhafter sei, als die grofser Wagen.

α. Seitenkipper. In den Abb. 5 u. 6, Taf. I ist ein Seitenkipper von 1,12 cbm Inhalt aus der Fabrik der Harzer Aktiengesellschaft zu Nordhausen dargestellt, dessen Bauart auch für gröfsere Wagen von $1^2/_3$, 2 und $2^1/_4$ cbm Fassungsraum häufig angewandt worden ist. Die auf einem Wellbaume von Eichenholz befestigten Kasten kippen um 45°, sind ganz unabhängig vom Untergestell und werden während der Fahrt von Schlufsketten gehalten, die man vor dem Kippen löst. Durch die Trennung des Kastens vom Untergestell wird der Vorteil erreicht, dafs wenn ein Wagen den Damm hinunterfällt, beide Teile mehr geschont bleiben. Die Böden der Kasten bestehen aus 5 cm (2 Zoll) starkem Buchen-, Kiefern- oder Pappelholz, die Seiten aus 4 cm starkem Nadel- oder Pappelholz.

Die Räder aus Hartgufs haben 0,31 m und 0,42 m Durchmesser, bei gröfseren Wagen 0,52 m. Gröfsere Wagen und solche mit Bremsen werden auch mit Hohlrädern ausgestattet.

Die Lager sind für die Anwendung flüssiger Öle zum Schmieren eingerichtet. Auf beiden Seiten werden die Lagerstellen mit Filz vollständig abgeschlossen, so dafs weder Schmutz eindringen, noch Öl auslaufen kann. Die Lagerpfannen bestehen aus Weifsmetall. Die Spurweiten betragen bei den kleineren Wagen meist 0,62 und 0,7 m; für die gröfseren Wagen wird eine solche von 0,9 m empfohlen.

---

[24]) Hottenroth, Beitrag zur Geschichte des Erdbaues. Zeitschr. f. Bauk. 1882, S. 74.

Die Bremsen sind starke Schraubenbremsen, welche mitunter durch einfache Kuppelbremsen ersetzt werden.

Hier mag angeführt werden, dafs die Schrauben- oder Spindelbremsen für derartige Wagen nicht zu empfehlen sind, weil ihre volle Wirkung meist nicht rasch genug erfolgt und ihre Beschaffung und Unterhaltung nicht unerhebliche Kosten verursachen. Einfacher zu handhaben und rascher in der Wirkung ist die in Abb. 14, Taf. I dargestellte Hebel- oder Druckbremse, wie sie an den für die Dammschüttung bei Bliesebersingen[35]) benutzten Seitenkippern mit gutem Erfolge auf Gleisbahnen mit 5% Gefälle verwendet worden ist.

Am Rollwagen (s. Abb. 14, Taf. I) war ein schwerer eiserner Hebel *f* angebracht, welcher sich bei *c* um einen Zapfen dreht, der das Ende eines gewöhnlichen, einige Zentimeter starken, von dem einen zum anderen Rahmen des Untergestelles reichenden Rundeisens bildete. Am kleinen Hebelarm war der eisenbeschlagene hölzerne Bremsklotz befestigt, der sich beim leisesten Druck auf das Hebelende bei *a* zwischen beide Radumfänge einschob und dadurch die Drehung der Räder augenblicklich verhinderte. Der hinten aufstehende Arbeiter konnte dies einfach mit dem Fufs bewirken. Sollte die Bremse unwirksam bleiben, so konnte der Hebel in jeder Lage durch einen in die bei *c* angebrachten Löcher eingeführten Vorstecker festgehalten werden.

Abb. 65 u. 66. *Seitenkipper.*

Abb. 65. Seitenansicht.

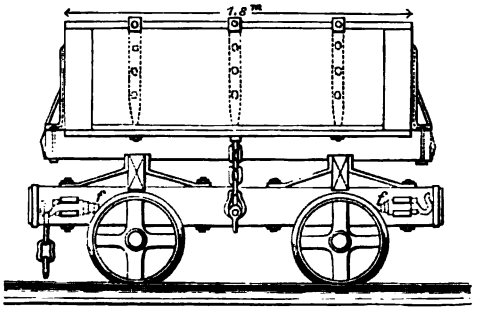
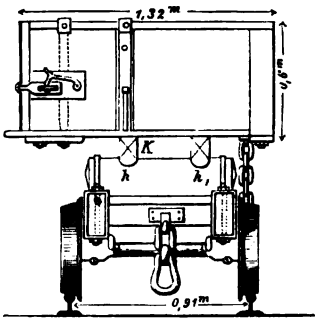


Abb. 66. Vorderansicht.



Der vorstehend in den Abb. 65 u. 66 dargestellte Seitenkipper[36]) hat bei sehr bedeutenden Unternehmungen Anwendung gefunden und wird sowohl wegen seiner äufserst einfachen Bauart, wie auch seiner Handlichkeit wegen sehr gerühmt. Der Kasten dieses Wagens liegt mittels der Längsbäume lose in den ausgerundeten Vertiefungen *h* und h_1 des Untergestelles und ist, je nachdem er mit dem Kippbaum *k* in der Vertiefung bei *h* oder bei h_1 ruht, nach der einen oder nach der anderen Seite zu kippen. Der Preis eines solchen Rollwagens von 1,33 cbm Fassungsraum für 0,90 m Spurweite, mit Gufsstahlrädern, elastischen Zughaken und mit verschlossenen Öllagern betrug 200 M., mit Bremse 225 M.

Der in den Abb. 7 bis 10, Taf. I ebenfalls zum Kippen nach der Seite dargestellte Wagen hat mehrfach bei gröfseren Förderungen durch Lokomotiven, u. a. beim Bau der Berliner Verbindungsbahn (s. § 15 unter 3.) Anwendung gefunden. Der Kasten hat einen Inhalt von 2,5 cbm. Er wird durch den in zwei offenen Lagern ruhenden hölzernen Wellbaum und aufserdem an jeder Langseite durch eine um ein Gelenk dreh-

[35]) Levy, Die Wegunterführung und das Absturzgerüst bei Bliesebersingen. Zeitschr. f. Bauk. 1878, S. 400.

[36]) Hottenroth, Zeitschr. f. Bauk. 1882, S. 74.

bare, mit Eisen beschlagene, hölzerne Stütze *a* getragen. Letztere wird bei wagerechter Lage des Kastens durch eiserne Haken *b* aufrecht stehend erhalten und, wenn gekippt werden soll, mit einem hölzernen Schlägel zurückgeschlagen. Dadurch verliert der Kasten an der einen Seite seinen Stützpunkt und neigt sich um annähernd 45°. Da an beiden Langseiten solche bewegliche Stützen angebracht sind, so kann der Wagen zum Kippen nach beiden Seiten benutzt werden, ein Umstand, auf welchen indessen kein grofses Gewicht gelegt zu werden braucht, da in der Regel dieselben Wagen längere Zeit nur nach einer Seite hin entleert werden und, wenn hierin ein Wechsel eintreten soll, leicht gedreht werden können. Der Boden des Kastens ist zum Schutz gegen rasche Abnutzung und um beim Entladen das Abrutschen des Erdmateriales zu befördern, mit Eisenblech beschlagen. Die Spurweite beträgt 0,90, der Raddurchmesser 0,55 m.

Ein besonderes Augenmerk ist auf eine möglichst vollkommene Einrichtung der Lager und die Güte des Materiales an Achsen und Rädern gerichtet. Der Preis dieses auch im übrigen sehr kräftig gebauten Wagens beträgt etwa 600 bis 650 M.

Bei dem Seitenkipper nach Abb. 15 bis 17, Taf. I, mit 3,05 cbm Fassungsraum, erfolgt die Drehung des Kastens nicht wie bei mehreren der beschriebenen Seitenkipper um einen hölzernen, in offenen Lagern ruhenden Wellbaum, sondern um die Achse dreier gufseiserner Walzenstöcke, welche unter dem Kasten zwischen zwei Winkeleisen angeordnet sind. Der Kasten kippt nur nach einer Seite. Wagen dieser Bauart haben vorzugsweise bei den umfangreichen, von dem Unternehmer C. Vering am Kaiser Wilhelm-Kanal ausgeführten Erdbeförderungen Anwendung gefunden.

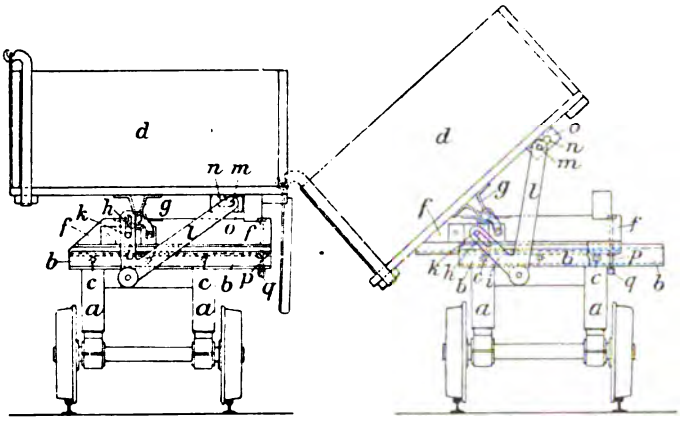
Ein von demselben Unternehmer in neuester Zeit eingeführtes und beim Kaiser Wilhelm-Kanal ebenfalls benutztes, in den Abb. 18 bis 20, Taf. I gezeichnetes Wagen-Untergestell unterscheidet sich von der älteren Bauart dadurch, dafs es, bis auf die den Wagenkasten tragenden Sattelhölzer, ganz aus Eisen hergestellt ist. Die Achsen sind in der Weise federnd gelagert, dafs je zwei zu einer Achse gehörende Lager an einem Rahmen befestigt sind, welcher an dem einen Ende um einen 50 mm starken, in den beiden Längseisen des Wagengestells liegenden Bolzen *a* schwingt, während das andere Ende gegen eine Spiralkegelfeder *b* drückt. Letztere ist in der Längenachse des Wagens angebracht und stützt sich gegen ein ⊔-Eisen, welches auf die beiden Längseisen des Wagengestells genietet ist. Für jede Achse ist somit nur eine Feder erforderlich. Die Buffer sind mit ihren Stielen an den Enden eines gleicharmigen Hebels *c* befestigt, der in der Mitte auf einer Feder *d* ruht. Diese Feder stützt sich gegen ein zwischen die beiden Längseisen eingenietetes Zwischenstück *e* und dient zugleich als Zugfeder für den Kuppelhaken, welcher frei durch den obenerwähnten Hebel geführt wird. Die durch diese Anordnungen gebotenen Vorteile bestehen darin, dafs durch die beschriebene federnde Lagerung der Achsen, beim Kippen des Kastens, das Untergestell stets in paralleler Lage zu den Achsen bleibt, während bei der gewöhnlichen Anordnung der Federn (unter oder über jedem Lager eine) diejenige an der Auskippseite stark zusammengepreſst, die Feder an der anderen Seite dagegen gezogen wird, wodurch sehr leicht ein Lockern oder ein Abreifsen der Befestigungsschrauben entsteht. Bei den Buffern erreicht man durch obige Anordnung dieselben Vorteile, wie beim Zentralbuffersystem, ohne den Nachteil des schwer zugänglichen Kuppelhakens. Im Betriebe haben sich diese Wagen gut bewährt, die Ausbesserungen waren gering und bei vorgekommenen Entgleisungen waren die Zerstörungen bei weitem nicht so erheblich, wie bei den starren Untergestellen der früheren Bauart. Die Wagenkasten für

diese eisernen Untergestelle sind dieselben wie bei den hölzernen Untergestellen (vergl. Abb. 15 bis 17, Taf. I).

Eine Otto Rothstein in Bayreuth patentierte Vorrichtung (D. R. P. Nr. 148537) zum Verschieben und Kippen des Wagenkastens für Entladungen beim Kippen ist in den Abb. 67 und 68 dargestellt. An dem Untergestell *a* des Wagens sind einander gegenüber liegend 2 Winkelhebel *l i* angebracht, deren kurze mit Schlitzen *h* versehene Arme *i* an Zapfen *k* je eines auf Rollen *c* in den Führungsschienen *b* gleitenden Sattelholzes *f* angreifen, während die langen Arme *l* der Hebel durch einen Bolzen *m* verbunden sind, der in Schlitzen *n* eines an dem Boden des Wagenkastens *d* befestigten ⊔-Eisens *o* gleiten kann. Der Drehzapfen des in bekannter Weise auf den Sattelhölzern gelagerten Wagenkastens wird von dem Bügel *g* umfafst, der exzentrisch zur mittleren Längsebene des Kastens angeordnet ist. Wird nun der Wagenkasten zum Entleeren in die Kipplage gebracht (Abb. 68), so wird er hierbei gleichzeitig selbsttätig, infolge der zwangläufigen Hebelverbindung, mit dem Gestell nach der Seite verschoben und zwar so weit, dafs ein Einfallen des Ladegutes in die Fahrbahn vermieden ist. Nach Entladung wird der Wagenkasten wieder selbsttätig in die in Abb. 67 veranschaulichte Anfangsstellung zurückgeführt, da die exzentrische Anordnung des Bügels *g* dem Kasten etwas Übergewicht nach der Gestellseite gibt. An den Sattelhölzern *f* sind aufserdem Bolzen *p* befestigt, die mittels eines Rollen *q* tragenden Querarmes unter die Führungsschienen *b* greifen und dadurch beim Kippen des Wagenkastens ein Ausheben der Sattelhölzer aus den Schienen *b* verhindern.[37])

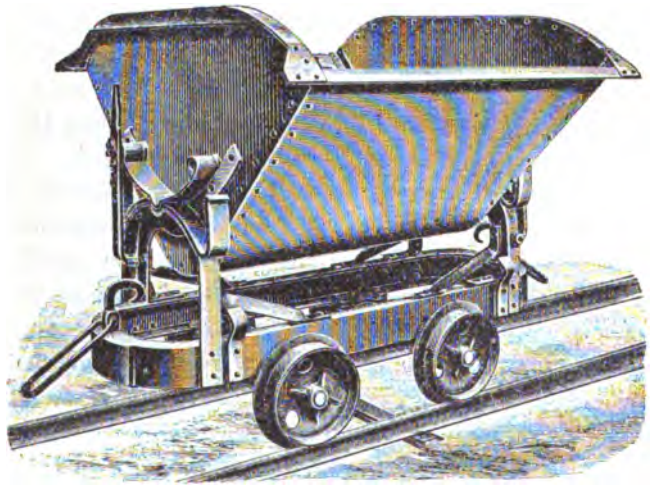
Abb. 67 u. 68. *Vorrichtung zum Verschieben und Kippen des Wagenkastens (D. R. P. No. 148537).*

Abb. 67. Hintersicht. Abb. 68. In gekippter Stellung.



β. Kippwagen mit wiegenartig unterstütztem Kasten. Diese werden vielfach als Muldenkipper, d. h. mit muldenförmigem Kasten gebaut, insbesondere in kleinen Abmessungen, wie sie bei der Erdbeförderung auf Schienengleisen von geringer Spurweite durch Arbeiter, Pferde oder leichte Maschinen verlangt werden.

Abb. 69. *Eiserner Muldenkipper.*

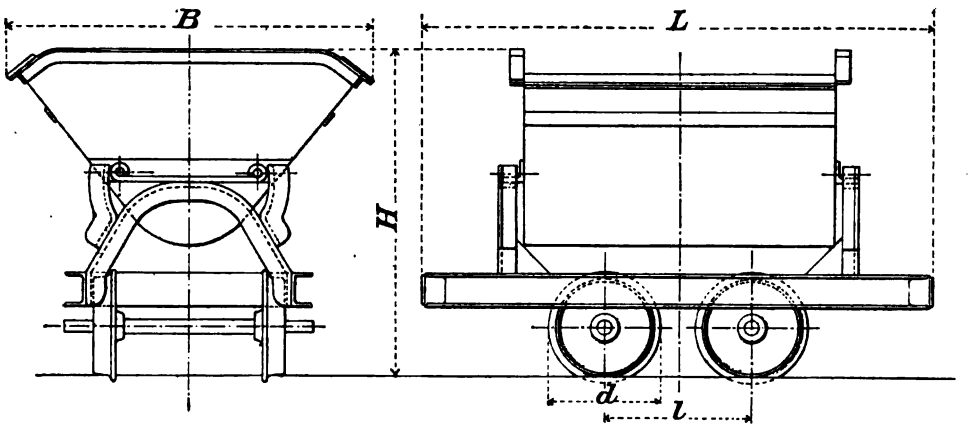


In neuerer Zeit werden die Muldenkipper fast immer in Eisen hergestellt. Ihre Bauart zeigt namentlich in den Vorrichtungen zum Feststellen und Kippen des Kastens eine grofse Mannigfaltigkeit. Als Beispiel ist in Abb. 69 ein eiserner Muldenkipper dargestellt, wie er vom Osnabrücker Stahlwerk mit und ohne Bremse in verschiedenen Abmessungen geliefert wird. Gangbare Gröfsen der Kasten sind solche von $^1/_2$ und $^3/_4$ cbm Inhalt.

[37]) Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 180.

Abb. 70 u. 71. *Muldenkipper von Arthur Koppel.*

Abb. 70. Hintersicht. Abb. 71. Seitenansicht.



Ähnliche Muldenkipper mit Patentfeststellung und Rollenlagern (D. R. P. No. 116280) baut Arthur Koppel in den in Tabelle VII[38]) zusammengestellten Gröfsen, die auf die Abb. 70 u. 71 Bezug nehmen. Auch besondere Bremsvorrichtungen werden gewöhnlich als Spindelbremsen (s. Tabelle VII, Spalte 9) auf Wunsch angebracht. In den meisten Fällen genügt ein an den Rahmen angenieteter Haken, der sogenannte „Bremswinkel", unter welchen ein Knüppel gesteckt werden kann, der, auf das Rad drückend, das Bremsen bewirkt. Die angeführten Preise sind nicht bindend, sondern sollen nur zur allgemeinen Übersicht dienen.

Tabelle VII. **Abmessungen, Gewichte und Preise einiger Erdbeförderungswagen von Arthur Koppel in Berlin und Bochum.**

Bezeichnung der Wagen	1 Spurweite	2 Inhalt	3 Länge *L*	4 Breite *B*	5 Höhe *H*	6 Entfernung *l* der Achsen v. Mitte zu Mitte	7 Raddurchmesser *d*	8 Ohne Bremse		9 Mit Spindelbremse	
			(s. Abb. 70 u. 71)					Gewicht	Preis	Gewichtsvermehrung	Preisvermehrung
	mm	cbm	mm	mm	mm	mm	mm	kg	M.	kg	M.
Muldenkippwagen	500	0,33	1560	1090	1000	450	300				
nach Abb. 70 u. 71; Mulde aus	500	0,50	1700	1280	1015	550	300	282	90	75	55
Stahlblech mit Handleisteneinfassung; Radsätze mit aufsenliegenden Achslagern; selbständige Feststellung	500	0,75	1860	1470	1170	550	300				
	600	0,50	1700	1280	1060	550	300				
	600	0,75	1860	1470	1195	550	300	329	100	75	55
	600	1,00	2055	1500	1275	650	350	391	130	75	55
Derselbe Wagen mit federndem Zug	600	1,00	2095	1500	1305	650	350				
	600	1,25	2235	1700	1410	650	400				
	600	1,50	2350	1940	1460	650	400				
	750	1,00	2205	1500	1350	750	400				
	750	1,25	2350	1700	1460	800	400				
	750	1,50	2420	1940	1565	850	500				
Holzkastenkippwagen, Untergestell und Kasten aus Holz, Radsätze mit innenliegenden Achslagern; einseitig kippend (Für diese Wagen werden nach holzreichen Gegenden auch nur die Beschlagteile geliefert.)	750	1,50	—	—	—	—	—	625	250	80 bis	60 bis
	900	2,50	—	—	—	—	—	1175	475	130	100

[38]) Nach gefälligen Mitteilungen der Firma Arthur Koppel (Berlin und Bochum) zusammengestellt.

γ. Vorderkipper. Die Abb. 11 bis 13, Taf. I zeigen einen englischen Vorderkipper von etwa 2 cbm Inhalt. Der Rahmen des Wagens besteht aus zwei Teilen, die durch ein Gelenk in der Nähe der vorderen Achse verbunden sind. Der Kasten sitzt fest auf dem vorderen Teile des Rahmens und neigt sich mit diesem nach vorn, wenn die schnelle Bewegung des Wagens plötzlich gehemmt wird, was bei der in § 25 unter 4 c) α näher beschriebenen, in England üblichen Art des Abstürzens der Bodenmassen geschieht. Der Wagen zeichnet sich durch grofse Standfestigkeit, durch die Leichtigkeit, mit der er sich entleert und durch die Einfachheit der Bauart aus. Die Spurweite ist die gewöhnliche von 1,435 m, die Räder haben 0,76 m Durchmesser.[39])

δ. Universalkipper. In den Abb. 3 u. 4, Taf. I ist ein eiserner Universalkipper von 0,48 cbm Rauminhalt des Kastens dargestellt. Letzterer ruht mittels zweier Winkeleisen auf zwei lösbaren Achsen, von denen je eine beim Kippen beseitigt wird. Die Lager dieser Achsen sind auf einer Wendescheibe befestigt, durch deren Drehung der Wagen je nach Wunsch zu einem Vorderkipper oder einem Seitenkipper gemacht werden kann.[40])

Von Erdbeförderungswagen, welche aufser den beschriebenen Arten vorkommen, sind noch zu erwähnen:

ε. Rollenkipper, bei denen die Wagenkasten auf Rollen verschiebbar sind und beim Kippen so weit auf die Seite gerückt werden, bis der Schwerpunkt nicht mehr unterstützt ist, der Kasten sich also neigt.[41])

c) Die Kosten der Erdwagen fallen, wie das weiterer Auseinandersetzung nicht bedarf, sehr verschieden aus, je nach der Bauart und je nach dem Material der Kasten und Gestelle (Holz oder Eisen). Mit Recht legt man in neuerer Zeit der vollkommeneren Einrichtung des Laufwerkes eine gröfsere Bedeutung bei als früher. Man scheut selbst vor Anwendung des Stahles zu den Achsen und der neuesten Verbesserungen an Rädern und Lagern nicht zurück, wenn dadurch die Anschaffungskosten auch wesentlich erhöht werden.

Auf die Dauer pflegen sich eben die vollkommensten Geräte als die billigsten herauszustellen. Umfang und Art der Arbeit sind dabei mit entscheidend. Vorzugsweise bei langen Förderstrecken mit Lokomotivbetrieb ist ein regelmäfsiger Betrieb kaum aufrecht zu erhalten, wenn man nicht gegen die Störungen gesichert ist, zu denen die mangelhafte Herstellung der Geräte so häufig Veranlassung gibt.

Als Anhaltspunkte für die Preise von Erdbeförderungswagen mögen aufser den auf S. 72 u. 73, sowie in Tabelle VII mitgeteilten noch die nachstehenden dienen:

Württembergische Seitenkipper von 1,2 cbm Inhalt, bei der in § 19 beschriebenen Arbeit (1869) benutzt, haben 135 M. gekostet;

Seitenkipper der in den Textabb. 65 u. 66 dargestellten Bauart, von 1,33 cbm Inhalt, kosteten 200 M., mit Bremse 225 M.;

---

[39]) Eine ähnliche Bauart zeigt der „Luxemburger Kippwagen“ (siehe Zeitschr. f. Berg-, Hütten- und Salinenwesen, Bd. XIV).

[40]) Über den beim Bau des Gotthard-Tunnels benutzten Seitenkipper von 1 bis 1,5 cbm Inhalt s. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, Taf. 763. Über einen doppelseitigen Kipper, Patent Kayser, mit 2 cbm Fassungsraum s. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1879, S. 258.

[41]) Nähere Beschreibungen und Zeichnungen dieser Wagen sind u. a. in Henz, Erdbau, S. 182 und Taf. XII[A] enthalten. Im Kap. IX desselben Werkes sind zahlreiche Beispiele der sonst vorkommenden Arten von Kippwagen beschrieben und dargestellt. Vergl. auch Handbuch der speziellen Eisenbahntechnik, Bd. II, Kap. XV.

Seitenkipper der Bergisch-Märkischen Bahn von 1,86 cbm Inhalt (vergl. die in § 24 unter 4 a) Beispiel II erwähnte Erdarbeit) aus Holz und ohne Bremse kosteten 300 M., mit guter Bremse versehen 390 bis 420 M., mit eisernem Untergestell, Puddelstahlachsen und Bandagen 270 bis 300 M. mehr.

Kippwagen der in Abb. 5 u. 6, Taf. I dargestellten Bauart kosten bei

0,5	cbm	Inhalt	etwa	150—180 M.
1,12	„	„	„	270 „
1,67	„	„	„	360 „
2	„	„	„	420 „
2,23	„	„	„	460 „

Schraubenbremsen dazu, auf 4 Räder wirkend, je nach der Gröfse der Wagen, 90 bis 135 M., auf 2 Räder wirkend, 75 bis 110 M.,

Seitenkipper nach Abb. 7 bis 10, Taf. I von 2,5 cbm Fassungsraum etwa 600 bis 650 M.,

Eiserne Muldenkipper nach Textabb. 69 von $^1/_2$ cbm Inhalt (ohne Bremse) etwa 90 M., von $^3/_4$ cbm Fassungsraum: 100 M.,

Rollenkipper von 1,67 cbm Inhalt: 480 M.,

Eiserne Universalkipper von 0,5 cbm Inhalt nach Abb. 3 u. 4, Taf. I: 360 M.,

Bodenkipper von 3 cbm Inhalt: 990 M.

2. Die Lokomotiven. a) Dampflokomotiven. Die bei Eisenbahnbauten zur Beförderung von Erdmassen benutzten Lokomotiven sind meist Tendermaschinen von 20 Pferdekräften an bis zu 60 und mehr, mit 4 gekuppelten Rädern. Die kleinsten dieser Maschinen sind mit Spurweiten von 0,60 m ausgeführt, in der Regel aber werden sie für gröfsere Spurweiten gebaut. Eine namentlich für die gröfseren Maschinen neuerdings oft angewandte Spur ist die von 0,90 m.

Über die Abmessungen und Leistungen einiger schmalspuriger, vierrädriger Tender-Lokomotiven der Bauart „Kraufs“ liegen folgende Angaben vor:

Tabelle VIII.[42]) **Abmessungen und Leistungen einiger vierrädriger Tender-Lokomotiven von Kraufs & Co. in München.**

Leistung in effektiven Pferdekräften . . .	20	30	40	50	60	80	100	120
Spurweite mm	600	600	600	750	750	900	900	900
Anzahl der gekuppelten Achsen	2	2	2	2	2	2	2	2
Radstand mm	900	1100	1100	1100	1400	1600	1700	1800
Gewicht der Lokomotive mit sämtlichen Vorräten in kg	5000	6500	7500	9000	11500	13500	15000	18500
Zugkraft bei 60% Admissionsdruck in kg	580	890	1130	1390	1830	2150	2500	3100
Kleinster Kurvenhalbmesser in m	10	12	12	15	20	25	30	40
Beförderte Bruttolast (aufser der Lokomotive) in Tonnen, gerade Linie, günstige Adhäsionsverhältnisse und gröfste Wagenwiderstände von 5 kg f. d. t vorausgesetzt, auf Steigungen von								
50‰	5	8	12	16	21	26	31	37
35 „	9	14	19	25	33	39	46	57
20 „	16	27	35	45	60	70	83	104
10 „	31	50	64	80	106	125	149	185
5 „	49	78	100	125	166	195	230	286
2 „	73	114	146	182	240	285	335	416
Entsprechende Fahrgeschwindigkeit in km f. d. Std. bei Heizung mit besten Steinkohlen	9—10	9—10	9—10	9—10	9—10	10—11	11—12	11—12

[42]) Nach freundl. Mitteilung der Lokomotivfabrik Kraufs & Co. in München.

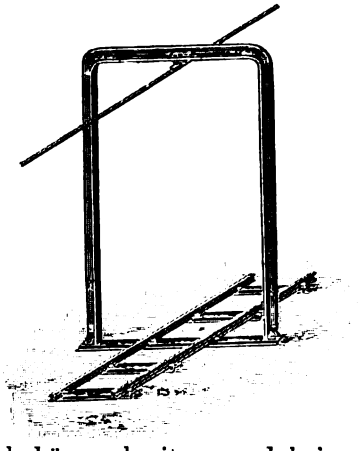
Der Raum für Brennmaterial reicht bei Kohlenfeuerung für mehrere Stunden aus, derjenige für Wasser für etwa 2 Stunden Betriebszeit. Unter gewöhnlichen Verhältnissen beträgt der Verbrauch an Brennmaterial für die effektiv ausgeübte Pferdekraft und Stunde 1,8 kg gute Steinkohlen und 15 l Wasser.

Die Preise solcher Lokomotiven aus gut empfohlenen Fabriken (zu nennen sind ferner: Arn. Jung, Jungenthal b. Kirchen a. d. Sieg; A. Borsig, Tegel b. Berlin; Henschel & Sohn, Kassel) sind zur Zeit etwa folgende:

10 pferdige . . .	6000 M.	60 pferdige . . .	14000 M.
20 „ . . .	7500 „	80 „ . . .	16000 „
35 „ . . .	9000 „	100 „ . . .	18000 „
45 „ . . .	11000 „		

b) Elektrische Lokomotiven. Wo billige Erzeugung des elektrischen Stromes dies gestattet, können auch für Erdbeförderungen elektrische Lokomotiven in Frage kommen, wie sie die bekannte Fabrik von Arthur Koppel (Berlin und Bochum) seit 1896 insbesondere für Fabrik-, Gruben- und Feldbahnen zu verschiedensten Zwecken eingeführt und geliefert hat.

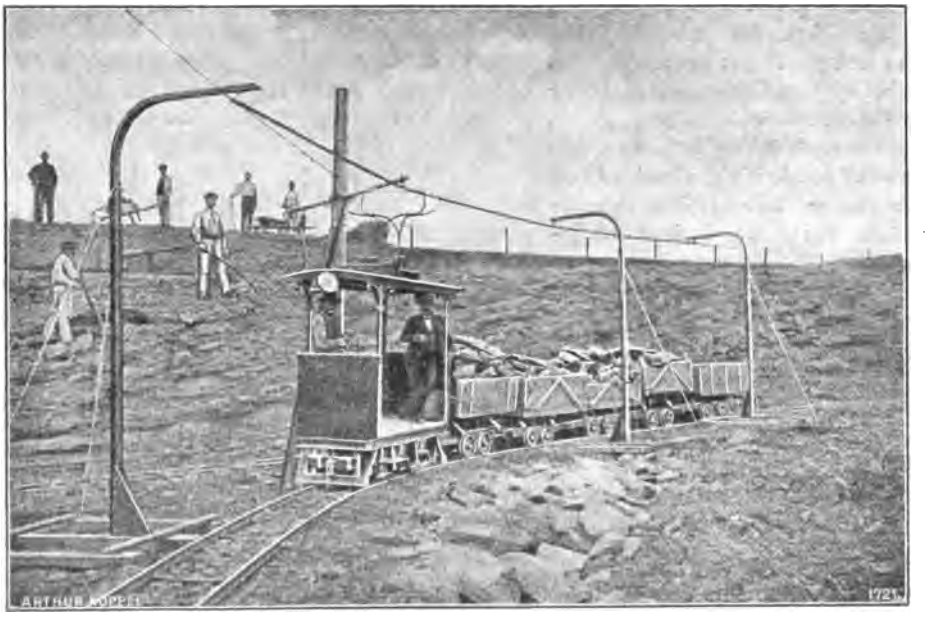
Abb. 72. *Versetzbarer Leitungsträger.*



Dabei kann es sich sowohl um Hochleitungsanlagen mit versetzbaren Leitungsträgern, als auch um Akkumulator-Lokomotiven handeln.

Die einfachste, aber gefahrvolle Zuführung bei versetzbaren Gleisen bietet die Anordnung einer dritten Schiene, die auf den Schwellen in der Mitte oder seitlich von den Fahrschienen mittels Isolatoren befestigt, oder bei Anwendung von Holzschienen unmittelbar auf diese geschraubt wird. Nur mufs das Gleis in diesem Fall seinen eigenen Bahnkörper besitzen und keine Fahrwege kreuzen. Auch sind Vorkehrungen zu treffen, dafs die Arbeiter nicht in gefahrvolle Berührung mit der Leitschiene kommen können, oder dafs durch herabfallende Erdteile kein Kurzschlufs entstehen kann.

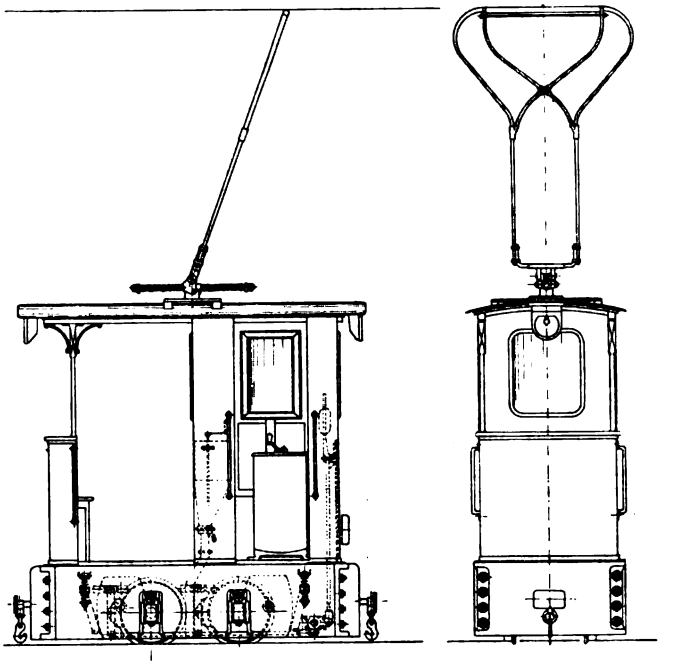
Abb. 73. *Elektrische Feldbahn mit Oberleitung und versetzbaren Masten.*



Der angedeuteten Gefahren wegen ist es jedenfalls geratener, versetzbare Leitungsträger zu verwenden, die als ⊓-förmige Joche nach Abb. 72 auf einer verlängerten Schwelle des Gleisrahmens befestigt sind, oder als hölzerne oder eiserne Masten mit Auslegern ausgebildet sein können. Die Entfernung der meist nur 3 bis 4 m hohen Leitungsträger voneinander beträgt in der Geraden etwa 30 bis 40 m, in Kurven entsprechend weniger. Abb. 73 zeigt eine in dieser Art ausgeführte, von der Aktiengesellschaft für Rheinisch-Westfälische Zementindustrie verwendete, versetzbare, elektrische Feldbahn (Bauart A. Koppel, D. R. P. No. 92613) in Tätigkeit.

Abb. 74 u. 75. *Elektrische Lokomotive für Oberleitung.* M. 1 : 60.

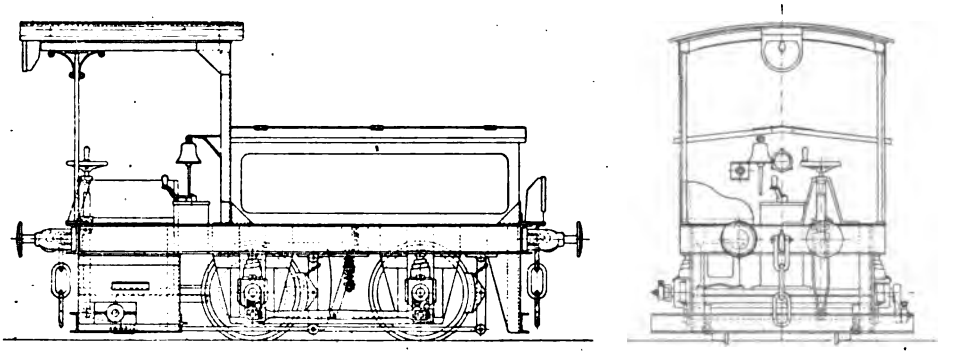
Abb. 74. Seitenansicht. Abb. 75. Vorderansicht.



Wiederholt von A. Koppel für Erdbeförderungen gelieferte Lokomotiv-Muster zeigen die Abb. 74 bis 77, von denen die Abb. 74 u. 75 eine elektrische Lokomotive für Hochleitung, die Abb. 76 u. 77 eine solche mit Akkumulatoren-Betrieb darstellen. Die durch Fortfall der Leitungen eine gröfsere Selbständigkeit gewährenden Akkumulatoren-Lokomotiven haben den Nachteil eines durch die Akkumulatoren-Batterie verursachten erheblich gröfseren Gewichtes und eine viel kürzere Lebensdauer. Daher ist die Hochleitungsanordnung dem Akkumulatoren-Betriebe stets dann vorzuziehen, wenn die Anlage der Fahrdrähte nicht auf Schwierigkeiten stöfst.

Abb. 76 u. 77. *Akkumulatoren-Lokomotive.* M. 1 : 40.

Abb. 76. Seitenansicht. Abb. 77. Vorderansicht.



Die Lokomotiven besitzen, je nach ihrer Gröfse und Leistungsfähigkeit ein oder zwei Elektromotoren, die unmittelbar auf den Achsen gelagert und am Untergestell federnd aufgehängt sind, wodurch die Kraftübertragung vom Motor auf die zugehörige

Tabelle IX.[43])

Abmessungen und Leistungen elektrischer Lokomotiven von Arthur Koppel in Berlin und Bochum für Schmalspur bis 1000 mm.

Lokomotive No.	SI	SII	SIII	SIV	SV	SVI	SXI	SXII	SXIII	SXIV	SXV	SXVI
Spurweite mm	500			600	750	1000	500			600	750	1000
Zahl der Motoren	1						2					
Für Spannungen von Volt	110—500		220—500	500	220—500	500	110—500		220—500	500	220—500	500
Zugkraft rd. in kg (normal)	90	180	255	370	410	515	160	360	510	740	820	1030
Geschwindigk. km/Std. (normal)	12	11	12	12	10	12	12	11	12	12	10	12
Leistung rd. in PS. (normal)	4	8	11	17	15	22	7,50	15	23	34	30	44
Stromverbr. rd. i. KW. (normal)	4	7	10	16	14	20	7,00	14	21	31	28	41
Plateau-Lokomotiven Gew. i. t	1,45	1,55	2,25	2,75	3,0		1,85	2,60				
Offene „ „ „	1,70	1,85	2,30	2,75	3,0	3,85	2,10	2,60	4,5	5,50	6,0	7,7
Geschlossene Lokom. „ „	2,10	2,20	2,65	2,75	3,0	3,85	2,50	2,65	4,5	5,75	6,0	7,7
Gruben-Lokomotiven „ „	2,60	2,80	3,25	3,30	3,45	4,15	3,00	3,20	4,5	5,50	6,0	7,7
Zuglasten in Tonnen einschl. Lokomotivgewicht auf Feldbahngleisen bei einem Widerstande der Fahrzeuge von 12 kg f. d. t und bei Steigungen von:												
1 : 20 = 50 ‰	1,5	3,0	4,0	6,0	6,6	8,5	3,0	6,0	8,0	12,0	13,5	17,0
1 : 25 = 40 ‰	1,8	3,5	5,0	7,0	8,0	10,0	3,6	7,0	10,0	14,5	16,0	20,0
1 : 30 = 33 ‰	2,0	4,0	6,0	8,5	9,0	11,5	4,0	8,0	11,5	16,5	18,5	23,0
1 : 40 = 25 ‰	2,5	5,0	7,0	10,0	11,0	14,0	5,0	10,0	14,0	20,0	22,5	28,0
1 : 50 = 20 ‰	3,0	5,5	8,0	11,5	13,0	16,0	6,0	12,0	16,0	23,5	25,5	32,5
1 : 70 = 15 ‰	3,5	7,0	9,5	14,0	15,0	19,0	7,0	13,5	19,0	27,5	30,5	38,5
1 : 100 = 10 ‰	4,0	8,0	11,5	17,0	19,0	23,5	8,0	16,5	23,0	33,5	37,5	47,0
1 : 200 = 5 ‰	5,5	10,5	15,0	22,0	24,0	30,5	11,0	21,5	30,0	43,5	48,5	61,0
1 : ∞ = 0 ‰	7,5	15,0	21,5	31,0	34,0	43,0	15,0	30,0	42,5	61,5	68,5	86,0

Triebachse mittels einfacher Zahnradvorgelege ermöglicht wird. Durch die federnde Aufhängung ist ein stofsfreies Anfahren, sowie die gröfste Schonung des Motors gewährleistet, der nebst dem Vorgelege in eine Schutzkapsel eingeschlossen ist.

Das Untergestell der Lokomotiven besteht aus starken Profileisen und besitzt federnde Bewegung, sowie federnde Zug- und Buffervorrichtungen. Die Räder laufen in Lagern mit mehrfacher Schmierung, wodurch ein leichter und sicherer Gang bedingt wird. Jede Lokomotive besitzt eine auf alle 4 Räder wirkende kräftige Handbremse, einen „Kontroller“ zur Geschwindigkeits-Regelung für Vor- und Rückwärtsfahren, eine Warnglocke, elektrische Lampen, Anlafswiderstand und Bleisicherungen.

Zur Bedienung jeder elektrischen Lokomotive genügt ein Arbeiter. Sie gebraucht weniger Schmiermaterial als ein gewöhnlicher Wagen und die Unterhaltungskosten der Gleise ergeben sich geringer, als bei anderen Betrieben. Die Abmessungen und Leistungen der Koppel'schen elektrischen Lokomotiven sind in Tabelle IX zusammengestellt.

3. Die Gleise, Weichen und Drehscheiben. Die Ausbildung der Gleise richtet sich, wie schon erwähnt, nach den Lasten, welche sie zu tragen haben.

---

[43]) Nach freundl. Mitteilung von Arthur Koppel (Berlin und Bochum). Auch die Abb. 72 bis 77 sind derselben Firma zu verdanken.

a) Gleise. Während kleine Erdbeförderungswagen mit einem Bruttogewicht von etwa 40 Ztr. die Schienen mit nur 10 Ztr. f. d. Rad belasten, äufsern Kippwagen der in Abb. 7 bis 10, Taf. I dargestellten Bauarten bei einem Eigengewicht von 28 Ztr. und einem Bruttogewicht von rd. 100 Ztr., abgesehen von den Stöfsen, schon einen Druck von 25 Ztr. für jedes Rad.

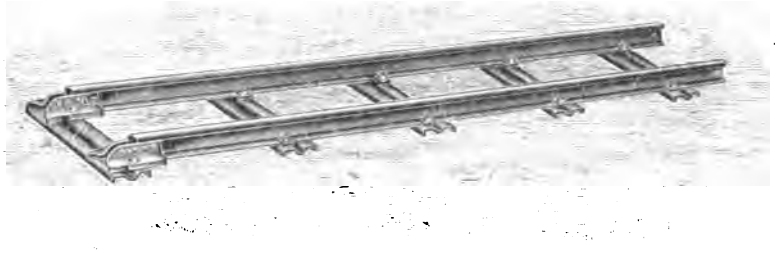
Über die bei Beförderung mit kleinen Lokomotiven durch letztere entstehenden Belastungen geben die Zusammenstellungen in den Tabellen VIII u. IX (s. S. 77 u. 80) einige Anhaltspunkte.

Bei Erdbeförderungswagen und Lokomotiven der gewöhnlichen Spur (1,435 m) werden die Belastungen ähnlich denen bestehender Eisenbahnen.

Für leichte Wagen, die von Menschen oder Pferden bewegt werden, verwendet man Schienen sehr verschiedenen Gewichtes, von rd. 5 kg f. d. m anfangend, vielfach auch zu tragbaren Jochen zusammengesetzte Feldbahngleise.

Bei gröfseren Arbeitsbetrieben kann nur empfohlen werden, die Gleise nicht zu leicht auszubilden, weil alle durch etwaige Brüche vorkommenden Störungen den nachteiligsten Einfluſs auf die Gesamtergebnisse ausüben. Namentlich bei Beförderung durch Lokomotiven muſs auf die gute Herstellung und Unterhaltung des Gleises die gröfste Sorgfalt verwendet werden.

Abb. 78. *Gleisrahmen mit Stahlschwellen.*



Als gebräuchliche Schienenarten werden von Arthur Koppel geliefert[44]):

1. Für kleinere Arbeiten (Spur 500 mm, Handbetrieb): Gleisrahmen von 5 m Länge (siehe Abb. 78)[45]) mit 65 mm hohen Schienen von 7 kg Gewicht f. d. m und 5 je 900 mm langen Stahlschwellen in ⁀-oder ⊓-Form von 6 kg Gewicht f. d. m. Das Meter Gleis wiegt rd. 19 kg und kostet rd. 2,75 M.

2. Für schwere Arbeiten (Lokomotivbetrieb):

   α. Bei 600 mm Spurweite werden 6 bis 7 m lange, 70 mm hohe, 10 kg f. d. m wiegende Schienen verwendet. Das Meter Gleis ohne Holzschwellen wiegt rd. 21,3 kg und kostet rd. 3 M.

   β. Bei 750 mm Spurweite kommen 7 m lange, 80 mm hohe, 14 kg f. d. m wiegende Schienen zur Anwendung. Ohne Holzschwellen wiegt das Meter Gleis rd. 29 kg und kostet rd. 4 M.

   γ. Bei 900 mm Spurweite werden Schienen von 14 kg f. d. m wiegend und darüber verwendet. Die Preisfeststellung erfolgt nach Gewicht.

Für Holzschwellen schwanken die Preise je nach Bezugsort und Abmessungen zwischen 0,8 und 2 M., wozu noch die Kosten des immer gebräuchlicher werdenden Tränkens mit Karbolineum kommen.

[44]) Nach gefälligen Angaben der Firma Arthur Koppel (Berlin-Bochum).

[45]) Ähnliche fertig zusammengesetzte Gleisrahmen von 5 m Länge werden auch mit Holzschwellen hergestellt. Die Abb. 78 bis 81, 85, 86, 90 u. 91 sind der Firma A. Koppel zu verdanken.

In vielen Fällen bietet sich Gelegenheit von den Betriebsverwaltungen bestehender Bahnen alte Schienen und Laschen leihweise oder käuflich zu erhalten, so dafs die die Baurechnung belastenden Kosten sich im wesentlichen auf diejenigen für die Beförderung der Materialien, auf die Verzinsung des Wertes, bezw. auf Miete und Ersatz des durch die Benutzung entstehenden Materialverlustes beschränken. An neuen Materialien sind dann nur Bolzen, Nägel und Schwellen zu beschaffen.

Die Schwellen werden bei Arbeitslokomotivbahnen in der Regel in Entfernungen von ungefähr 1 m angeordnet, für Pferdebahnen, den geringsten Lasten entsprechend, weiter. Die Länge der Schwellen nimmt man etwa 0,6 m gröfser als die Spurweite, also bei 0,9 m Spur 1,5 m lang. Für diese und ähnliche Längen genügen halbrunde Hölzer aus Stämmen von 18 bis 20 cm Durchmesser. Die üblichen Abmessungen ergeben sich aus der nachstehenden Tabelle X.

Tabelle X.

Abmessungen der Holzschwellen für Arbeitsbahnen verschiedener Spurweiten.

Spurweite des Gleises	500	600	750	900	Abmessungen in mm
Länge der Holzschwellen	800	1000	1400	1700	
Breite der Holzschwellen	130—250		120—200		
Dicke der Holzschwellen	42—45		90—140		

b) Weichen. Um bei Beförderungen auf Gleisen die Herstellungs- und Unterhaltungskosten für letztere möglichst einzuschränken, pflegt man die beladenen und leeren Wagen auf ein und demselben Gleis zu bewegen und nur an einzelnen Stellen Ausweichgleise anzulegen. Die Entfernung dieser Ausweichungen hängt von der Anzahl der täglich fahrenden Züge und deren Geschwindigkeit ab, bezw. von den Zwischenzeiten zwischen den einzelnen Zügen.

Sollen beispielsweise in 10 Arbeitsstunden 30 Züge hin- und zurückbefördert werden, oder in einer Stunde 3 in jeder Richtung, so würden die Ausweichungen in Entfernungen anzulegen sein, welche in $\frac{60}{2 \cdot 3} = 10$ Minuten zurückzulegen sind, also bei Lokomotivbeförderung mit 15 km Geschwindigkeit in der Stunde, in Entfernungen von 2,5 km.

Bei sehr regem Verkehr und geringer Geschwindigkeit der Züge können hierbei die Ausweichungen einander so nahe rücken, dafs die Anlage zweier Gleise vorzuziehen ist. Bei Beförderung durch Pferde wird dieser Fall sehr bald eintreten, bei solcher durch Lokomotiven nicht leicht.

Die an den Ausweichungen und in der Nähe der Gewinnungs- und Abladeorte vorkommenden Weichen und Herzstücke werden bei Arbeitsbahnen mitunter ähnlich den bei Haupt- und Nebenbahnen gebräuchlichen Anordnungen hergestellt. Die Abb. 79 bis 81 zeigen eine derartige Zungenweiche für eine Spurweite von 600 mm, wie sie von A. Koppel bezogen werden kann.

Sehr oft begnügt man sich jedoch mit einer einfacheren Herstellungsweise, wendet insbesondere bei Beförderung durch Menschen und Pferde einfache Schleppweichen an und setzt an die Stelle der Herzstücke bewegliche Schienen, die bei jedem Gleiswechsel, wie die Weichen selbst, verschoben werden müssen.

Abb. 79 bis 81. *Zungenweiche.* M. 1 : 40.

Abb. 79. Grundrifs.

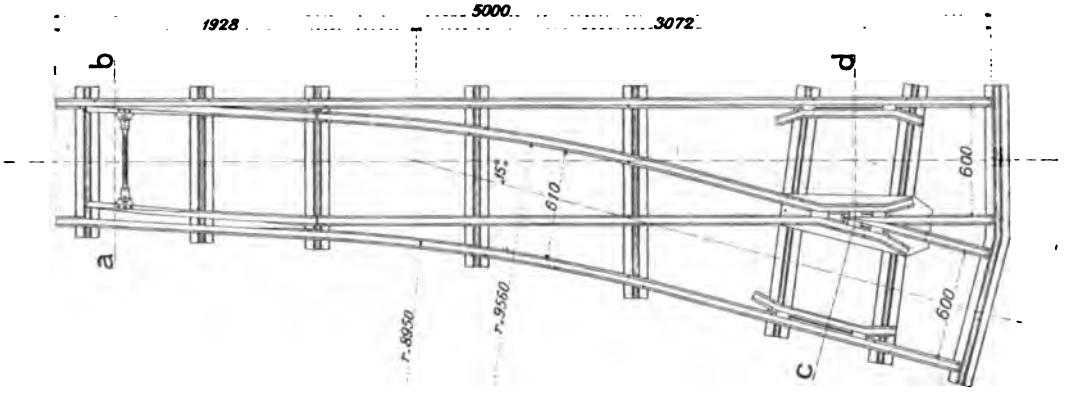
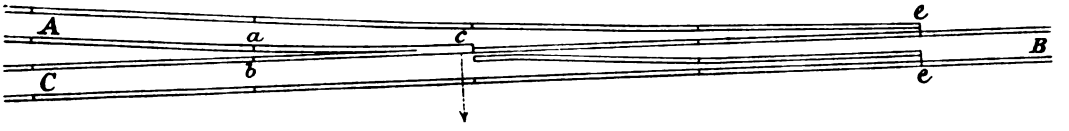


Abb. 80. Schnitt nach *a b*. M. 1 : 20.

Abb. 81. Schnitt nach *c d*. M. 1 : 20.

Eine solche Anlage zeigt Abb. 82. Die Schienen *a c* und *b c* sind um *a* und *b* drehbar, bei *c* fest verbunden. Haben sie die in der Abbildung angedeutete Lage, so wird mittels der Schiene *b c* die Verbindung des Gleises *C B* herstellt; durch Verschieben des Zungenendes *c* und der Schienenenden *e* in der angedeuteten Pfeilrichtung

Abb. 82. *Schleppweiche.* M. 1 : 200.



erfolgt mit Hülfe der Schiene *a c* die Verbindung des Gleises *A B*. Die Weiche ist eine aus gewöhnlichen Schienen bestehende Schleppweiche, deren Bewegung und Feststellung mittels Hebel- und Weichenbock (s. Abb. 83 u. 84) bewirkt wird. Das Festklemmen in der einen oder anderen Lage kann auch durch ein Holzstück geschehen.

Abb. 83 u. 84. *Weichenbock.*

Abb. 83. Ansicht.

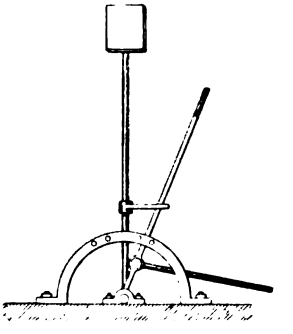


Abb. 84. Grundrifs.

Zu den einfacheren Vorrichtungen gehören auch die Kletterweichen, durch welche eine liegende Bahnstrecke an beliebiger Stelle mit einem zeitweise erforderlich werdenden Abweichegleis versehen werden kann.

Die dem Katalog von A. Koppel entnommenen Abb. 85 u. 86 zeigen zwei Arten von Kletterweichen. Abb. 85 ist eine unverstellbare, aber jederzeit entfernbare Kletterweiche mit zwei Auflaufrahmen nebst mittlerem Gleisrahmen. Zum Befahren des Hauptgleises mufs sie abgehoben werden, hat dagegen den Vorzug grofser Einfachheit und Leichtigkeit und kann sowohl als Rechts-, als auch als Linksweiche benutzt werden.

Abb. 86 ist eine jederzeit entfernbare Kletterweiche mit Zunge, die das Befahren des Hauptgleises, ohne abgenommen zu werden, gestattet, aber nur als Rechts- bezw. Linksweiche hergestellt werden kann.

Abb. 85. *Einfache Kletterweiche.*

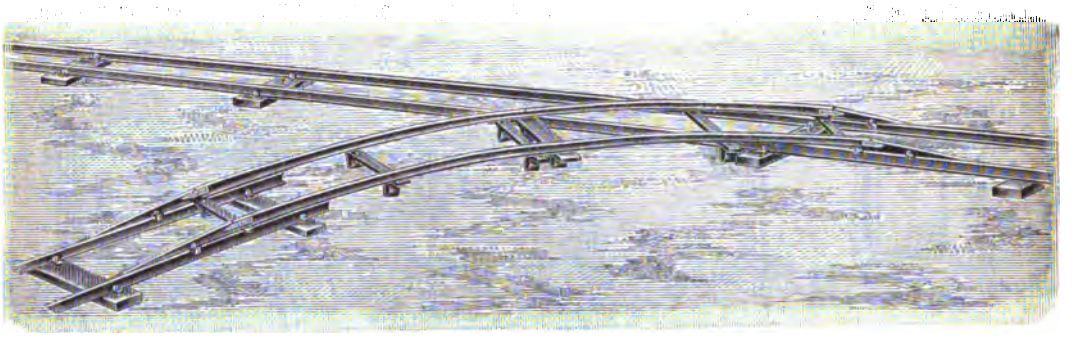
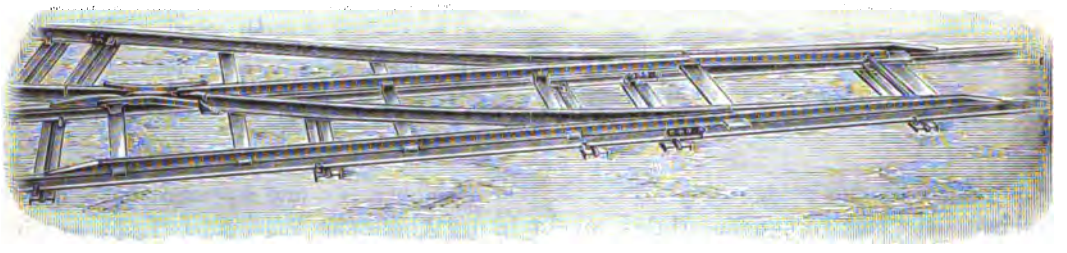


Abb. 86. *Kletterweiche mit Zunge.*



c) Drehscheiben für Erdbeförderungswagen macht man sowohl aus Holz mit eisernen Zapfen, Rädern und zugehörigen Teilen, wie auch ganz aus Eisen.

Abb. 87 u. 88. *Drehscheibe.*

Abb. 87. Schnitt. M. 1 : 30.

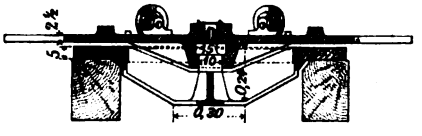


Abb. 88. Grundriſs.

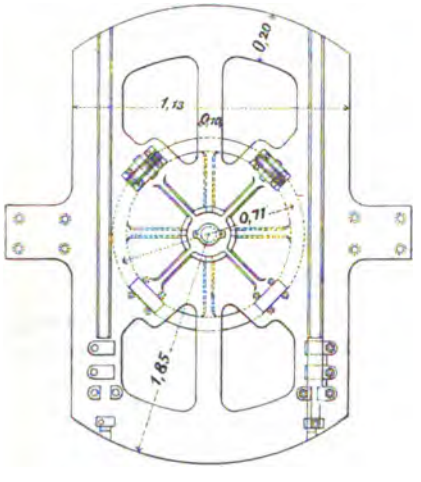


Abb. 90 u. 91. *Drehscheibe mit selbsttätiger Feststellung.*

Abb. 90. Schnitt. M. 1 : 20.

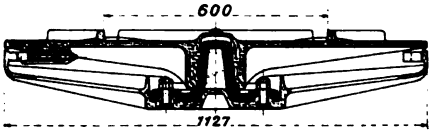
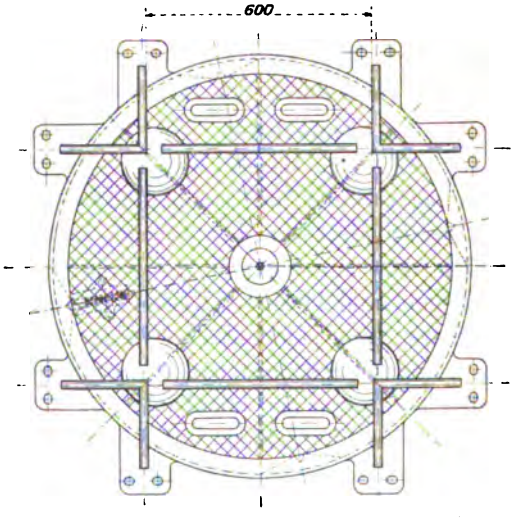


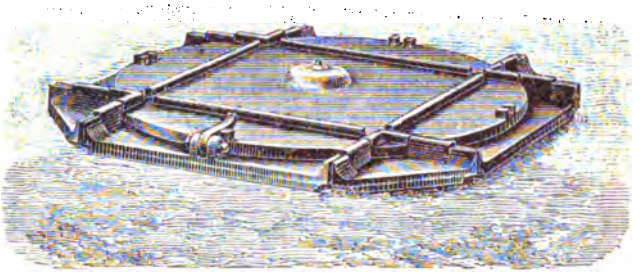
Abb. 91. Grundriſs.



Eine Drehscheibe der letzteren Art, wie sie namentlich bei Dammschüttungen (s. § 25 unter 4.) benutzt wurde, ist in den Abb. 87 u. 88 dargestellt. Ein zur Unterstützung

des mittleren Zapfens und des Laufringes dienendes gufseisernes Rahmstück wird zwischen hölzernen Langschwellen befestigt. Die bewegliche Scheibe ist ebenfalls von Gufseisen und hängt an vier 150 mm grofsen Laufrädern. Die Gleisschienen sind mit der Scheibe in einem Stück gegossen, reichen aber auf einer Seite nicht ganz bis an den Umfang der Scheibe, um hier Platz zur Befestigung aufwärts gebogener und zum Hemmen der Wagen bestimmter gewalzter Schienenstücke zu behalten. Die in den Arbeitsgleisen selbst liegenden Drehscheiben haben meist eine der Abb. 89 entsprechende Ausbildung und bestehen aus einer unteren Trag- und einer Oberplatte, beide aus Gufseisen. Sie können ohne weitere Vorbereitung verlegt werden. Die Oberplatte trägt die eingegossenen Laufschienen und ist bei kleinen Abmessungen nur auf einem Mittelzapfen drehbar, während bei breiteren Spurweiten und Lasten über 1500 kg die Drehung durch Laufrollen vermittelt und befördert wird. Der Zusammenschlufs der Schienen wird durch Klinkhaken gesichert. Arthur Koppel fertigt ähnliche versetzbare Drehscheiben mit selbsttätiger Feststellung (D. R. P. 55876) an, von denen die Abb. 90 u. 91 ein Beispiel in Querschnitt und Grundrifs für 600 mm Spurweite zeigen.

Abb. 89. *Drehscheibe für Arbeitsgleise.*



§ 15. Anordnungen und Leistungen bei der Bodenbeförderung auf Schienengleisen. Die Leistung der Bodenbeförderung auf Schienen ist namentlich bei Beförderung durch Lokomotiven wesentlich abhängig von der Anordnung des Betriebes, so dafs bei Besprechung der Leistungen des Lokomotivbetriebes schon in diesem Paragraphen allgemeine Erörterungen über die Betriebsanordnung erfolgen müssen, während erst in den §§ 24 u. 25 näher auf den eigentlichen Betrieb am Auflade- und Entladeorte eingegangen werden kann.

Gegenüber der Schiebkarren- und Kippkarrenbeförderung hat die Beförderung auf Schienengleisen, mag sie durch Menschen, Pferde oder Lokomotiven erfolgen, den grofsen Vorteil, dafs, wie schon im § 14 (S. 68) bemerkt wurde, der Bewegungswiderstand ein bedeutend geringerer ist. Er schwankt je nach dem Zustande der Bahn und je nach der Beschaffenheit der Wagenachsen und Räder zwischen $\frac{1}{100}$ und $\frac{1}{150}$, kann also im Mittel zu $\frac{1}{120}$ angenommen werden. Bei sehr sorgfältig gehaltenem Oberbau und bei gut gebauten Wagen kann er sich bis auf $\frac{1}{200}$ und weiter vermindern.

1. **Wagenbeförderung durch Menschen.** Bei der Beförderung durch Menschen auf Gleisen von leichten Grubenschienen ist beobachtet worden, dafs 2 Arbeiter auf die Dauer Wagen für $1^1/_3$ cbm lockere Masse fortbewegen und entladen können, so dafs hieraus für die Beförderung allein, wenn statt der früher angenommenen Geschwindigkeit von 3000 m f. d. Stunde mit Rücksicht auf die schnellere Bewegung der leeren Wagen eine solche von 3600 m f. d. Stunde angenommen wird und wenn man auf 1 cbm gelockerte Masse 0,8 cbm gewachsenen Boden rechnet, eine Leistung von:

$$L = {}^1/_2 \,.\, \frac{36000}{2\,l} \,.\, 1^1/_3 \,.\, 0{,}8 = \frac{9600}{l} \text{ cbm} \,. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 35.$$

auf l m Entfernung für jeden Arbeiter während 10stündiger wirklicher Arbeitszeit sich ergeben würde.

Zu einem ähnlichen Ergebnis gelangt man, wenn man nach Morin die tägliche Leistung eines Mannes, welcher schiebend oder ziehend wagerecht sich fortbewegt, zu 207360 mkg, den Bewegungswiderstand zu $\frac{1}{120}$, das Gewicht des Förderwagens zwischen $^1/_4$ bis $^1/_3$, im Mittel zu 0,3 der Nutzlast annimmt, so dafs also die auf dem Hin- und Rückwege geförderte Bruttolast durchschnittlich das $\frac{1{,}3 + 0{,}3}{2} = 0{,}8$fache der Nutzlast ausmacht. Beträgt das Gewicht eines Kubikmeters Boden 1500 kg, so erhält man für die Nutzleistung N, da $0{,}8 \,.\, N \,.\, 2\,l = \frac{207360 \,.\, 120}{1500}$:

$$N = \frac{10368}{l}.$$

Hieraus ergibt sich also, ebenso wie aus dem Werte der Gl. 35, eine mittlere Leistung von rund:

$$L_a = \frac{10000}{l} \text{ cbm} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 36.$$

Zur Bestimmung der Anzahl der täglichen Fahrten kann man für das Entladen der Wagen, sowie für das An- und Abfahren etwa 8 Minuten rechnen. Sie ergibt sich bei 60 m Geschwindigkeit in der Minute, da die Zeit einer Doppelfahrt $\frac{2\,l}{60} + 8$ ist, zu

$$x_a = \frac{60 \,.\, 10}{\frac{2\,l}{60} + 8} = \frac{36000}{2\,l + 480} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 37.$$

2. Wagenbeförderung durch Pferde. Bei Beförderung von Erdwagen der in Abb. 1 u. 2, Taf. I dargestellten Bauart sind auf einem Schienengleise von alten Schienen bestehender Bahnen bei einer gröfseren Erdarbeit folgende Leistungen beobachtet worden.[46])

Tabelle XI.

Leistung der Pferde beim Ziehen der Erdwagen auf Schienengleisen.

Lage des Gleises		Ein Pferd zieht
für die beladenen Wagen	für die leeren Wagen	
1 : 300 steigend	1 : 300 fallend	2 Wagen
wagerecht	wagerecht	3 „
1 : 300 fallend	nicht über 1 : 50 steigend	4 „
1 : 200 „	„ „ 1 : 70 „	5 „
1 : 100 „	„ „ 1 : 100 „	6 „

Die Wagen hatten einen Rauminhalt von 1 cbm und ein Eigengewicht von 700 kg, waren also im Verhältnisse zur Nutzlast sehr schwer.

Aus vorstehender Tabelle ergibt sich die auf wagerechter Bahn fortbewegte Erdmasse zu 3 cbm und die tägliche Leistung eines Pferdes wird daher nach Formel 25:

$$L_b = \frac{30000}{2\,l} \,.\, 3 = \frac{45000}{l} \text{ cbm} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 38.$$

auf l m Entfernung, bei einem täglichen Gesamtwege von 30 km.

Bei Wagen, welche hinsichtlich des Verhältnisses des Eigengewichtes zur Nutzlast günstiger gebaut sind, würde eine gröfsere Nutzleistung sich ergeben. Hätte das Wagengewicht statt etwa der Hälfte der Nutzlast nur 30% derselben betragen, so würde die

[46]) Mohr, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 168.

Nutzleistung eines Pferdes im Verhältnis von $\frac{1+2\,.\,0{,}5}{1+2\,.\,0{,}3}$ gröfser geworden sein und auf

$$L_b = \frac{56250}{l} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 39.$$

sich berechnet haben.

Henz gibt an, dafs auf guten Bahnen aus schweren Schienen ein Pferd in der Wagerechten ganz bequem 3 Wagen zu 1,5 cbm ziehen kann, wonach also die Leistung sich auf

$$L_b = \frac{15000}{l}\,.\,4{,}5 = \frac{67500}{l} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 40.$$

steigern würde.

Henz führt ferner an: Auf Steigungen bis zu

1 : 150	zieht	1	Pferd	2	Wagen	zu	1,5	cbm	oder 5	leere Wagen
1 : 80	„	1	„	1	„	„	1,5	„	„ 3	„ „
1 : 40	ziehen	2	Pferde	1	„	„	2,25	„	„ 4	„ „

Bei Bahnen mit wechselndem Gefälle von 1 : 60 bis 1 : 125 gehen die beladenen Wagen ohne Zugkraft zu Tal und es bedarf nur der Anspannung zur Rückfahrt der leeren Wagen. Das Ergebnis ist sonach hier für Reise und Pferd 4,5 bis 6 cbm Boden.

Bei der Gebirgsstrecke Haan-Opladen der Bergisch-Märkischen Bahn hat sich herausgestellt[47]), dafs auf die Dauer die Kräfte der Pferde genügend in Anspruch genommen waren, wenn, was gewöhnlich stattfand, zwei Pferde gemeinschaftlich 5 bis 6 leere Wagen bei einem Gefälle von 1 : 160 bergaufwärts zu bewegen hatten. Bei wagerechter Lage der Fördergleise vermochten 2 gute Pferde nur 3 bis 4 beladene Wagen zu ziehen. Waren gar die Massen, wie es bisweilen geschehen mufste, gegen das Gefälle von 1 : 160 zu bewegen, dann verringerte sich die Leistung zweier Pferde auf das Fortschaffen von nur zwei beladenen Wagen. Der Fassungsraum der Wagenkasten betrug bei vollständiger Füllung bis zur Oberkante der Seitenwände 60 Kubikfufs preufs. = 1,86 cbm, aber mit Zuhilfenahme einer Anhäufung über das Streichmafs war man imstande, mittels 5 Wagen 2 Schachtruten = 8,9 cbm feinen Sandbodens und mit 6 Wagen 2 Schachtruten leichten Lehm oder gewöhnlichen Hackboden abzuführen.

Nach obigen Angaben wird man nicht viel fehlgreifen, wenn man die Nutzleistung eines Pferdes auf Gleisbahnen zu

$$L_b = \frac{60000}{l} \text{ cbm} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 41.$$

auf l m Förderweite annimmt. Behufs Ermittelung der täglich möglichen Fahrten hat man auf das Entleeren der Wagen und das Rangieren für jeden Zug etwa 10 Minuten Aufenthalt zu rechnen. Um die Kraft des Pferdes ausnutzen zu können, mufs die Förderweite wieder so grofs sein, dafs auf den Aufenthalt zwischen den einzelnen Zügen nicht mehr als die Gesamtzeit von 3 Stunden kommt, dafs also der ganze Nutzweg in höchstens $\frac{3\,.\,60}{10} = 18$ Fahrten täglich zu machen ist und demnach die Förderweite wenigstens

$$x_b = \frac{15000}{18} = 833 \text{ m}$$

beträgt. Bei geringeren Weiten ergibt sich die Zahl der täglichen Fahrten, wenn die Geschwindigkeit f. d. Minute wieder zu 72 m angenommen wird, zu:

$$x_b = \frac{10\,.\,72\,.\,60}{2l + 10\,.\,72} = \frac{43200}{2l + 720} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 42.$$

und die Leistung zu

$$L_b = \frac{43200}{2l + 720}\,.\,4 \text{ cbm} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 43.$$

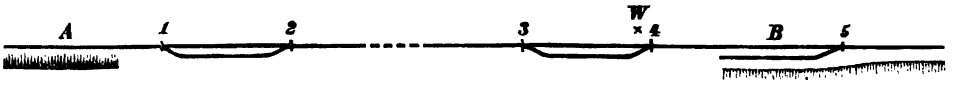
[47]) 3. Supplementband des Organs f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. S. 95.

3. Wagenbeförderung durch Lokomotiven. Bei Beförderung mit Lokomotiven verteilt sich die Arbeitszeit auf die eigentliche Beförderung der Massen vom Gewinnungsorte nach dem Abladeorte, auf das Wassernehmen der Maschinen, auf das Rangieren und auf das Warten während des Beladens und Entleerens der Wagen. Der Aufenthalt beim Beladen kann durch zweckmäfsige Anordnungen eingeschränkt oder ganz vermieden werden. Je gröfser die Förderweiten sind, desto weniger Zeit wird zwischen den einzelnen Zügen mit den unvermeidlichen Aufenthalten verloren gehen, desto günstiger mufs also die Nutzleistung ausfallen. Welche Leistungen bei gut geordnetem Betriebe zu erreichen sind, möge an einigen Beispielen gezeigt werden.

a) Bau der Berliner Verbindungsbahn. Im Frühjahr 1875 wurden bedeutende Sandmassen von dem Einschnitte des Bahnhofes Grunewald nach dem Bahnhofsauftrage Friedenau durch den Unternehmer gefördert. Die Entfernung der Schwerpunkte der Auf- und Abtragmassen betrug rund 4000 m, die Bahn liegt auf etwa 1200 m in einer Steigung von 1 : 300 mit Kurven von 800 m Halbmesser, im übrigen wagerecht. Die schmalspurigen Lokomotiven für 0,90 m Spurweite waren Tendermaschinen aus der Maschinenfabrik Darmstadt[48]) mit 2 gekuppelten Achsen, arbeiteten mit etwa 7 bis 8 Atmosphären Dampfdruck und fuhren mit einer Geschwindigkeit von 20 Minuten auf die Meile (7,5 km) in der Wagerechten, in der Steigung von 1 : 300 mit 30 Minuten auf die Meile. Drei Maschinen hatten den regelmäfsigen Dienst zu leisten, eine vierte diente zur Aushülfe, zeitweise zum Nachschieben u. s. w.

Der Oberbau bestand aus alten Schienen bestehender Bahnen mit Laschen und Querschwellen in etwa 1 m mittlerer Entfernung. Die Bahn war eingleisig mit zwei Ausweichen in der Nähe der Belade- und Entladestellen.

Abb. 92.



Der Betrieb war nun folgender. Sobald ein Zug bei *A* (Abb. 92) auf dem Hauptgleise beladen war, fuhr ihn die zugehörige Maschine ohne Unterbrechung an den zwischen 1 und 2, sowie zwischen 3 und 4 haltenden leeren Wagenzügen vorbei über die Weiche 5 und setzte ihn zurück in das Entladegleis bei *B*. Nachdem hier die Wagen (Seitenkipper) entladen waren, zog die Maschine die leeren Wagen in das tote Gleis über die Weiche 5 hinaus, schob sie zurück nach der Ausweichestelle 3 bis 4, nahm bei *W* Wasser, setzte sich vor die leeren Wagen, fuhr diese bis in die Ausweichestelle 1 bis 2, setzte sich hier hinter die Wagen und schob sie in den Einschnitt, wo sie von neuem beladen wurden. Zeitweise half die Aushülfsmaschine den vollen Zügen auf der zwischen den Weichen 2 und 3 liegenden Steigung durch Nachschieben, indem sie von ihrem Stande in der Nähe der Weiche 1 dem vollen Zuge nachfuhr.

Die 3 Züge bestanden aus je 35 Wagen zu 2,5 cbm Fassungsraum, von denen 2 Bremswagen waren, welche ausgeschaufelt werden mufsten, während die übrigen Wagen nach der Seite kippten.

Zum Beladen der Wagen war ein Arbeiterzug von 105 Mann, 3 Mann für den Wagen, angestellt, zum Entladen ein Zug von 28 Mann.

Am Gewinnungsorte wurden gerechnet:

für das Aufladen	17 Minuten
„ „ Rangieren	8 „
	25 Minuten

[48]) Bei den neuesten Maschinen betrug das Gewicht der leeren Maschinen 12000 kg, der beladenen u. s. w. 15000 kg, der Inhalt des Wasserbehälters 1,22 cbm, die Rostfläche 0,74 qm, die gesamte Heizfläche 31 qm, wovon 26,6 qm auf die Rohre kamen. Es waren ferner:

der Zylinderdurchmesser . . .	0,27 m	die Länge der Maschine mit Buffern	5,80 m
„ Kolbenhub	0,35 „	„ gröfste Breite	1,97 „
„ Radstand	1,80 „	„ „ Höhe	3,45 „
„ Raddurchmesser	0,80 „		

Die Achsen waren von Stahl, die Räder hatten schmiedeiserne Sterne und Stahlbandagen. Die Kessel waren auf einen Dampfdruck von 10 Atmosphären berechnet.

am Abladeorte:

für das Abladen	7 Minuten
„ „ Rangieren	8 „
	15 Minuten

Alle 25 Minuten konnte hiernach ein Zug abgelassen werden. Die wirkliche Arbeitszeit für die Erdarbeiter war von 5 bis 7 Uhr mit Abzug von 2 Stunden für Frühstück, Mittag und Vesper, also im ganzen 12 Arbeitsstunden.

Vor Beginn der Arbeitszeit und in den 3 Tagespausen konnte jedesmal ein Zug rangiert werden, so dafs die Lokomotiven für das Befördern der Züge und für das Rangieren eine Zeit von 12 Stunden und 4 . 8 = 32 Minuten, im ganzen 752 Minuten verwendeten. Bei 25 Minuten Zwischenzeit zwischen den einzelnen Zügen würden also $\frac{752}{25} = 30$ Züge möglich gewesen sein. In Wirklichkeit sind aber täglich 33 Züge gefahren worden (ausnahmsweise sogar 34 Züge) und da jeder Zug aus 35 Wagen bestand, deren Ladung 2,6 cbm gewachsenen Boden betragen sollte, so ergibt sich hier die sehr bedeutende tägliche Leistung von 33 . 35 . 2,6 = 3003 cbm.

Nach Mitteilung des betreffenden Unternehmers wurden in den Wintermonaten 1874/75 an derselben Baustelle, fast ohne Unterbrechung durch ungünstiges Wetter, die Arbeiten fortgeführt und zwar sind während der Zeit von morgens 6 Uhr (bei Beleuchtung) bis nachmittags 5 Uhr, unter Einschränkung der Tagespausen im Winter, täglich 22 bis 28 Züge gefördert worden.

Der Verbrauch an Steinkohlen war bei der sehr starken Anstrengung der Maschinen erheblich. Durchschnittlich wurden mit 1 Ztr. (50 kg) beste oberschlesische Stückkohlen (von Zabrze) etwa 20 cbm Sandboden gefördert, im Winter weniger, bei günstigerem Wetter mehr; in den strengsten Wintermonaten sogar nur 15 cbm. Mit 1 kg Kohlen wurde daher eine Nutzleistung von $\frac{20 \cdot 4000}{50} = 1600$ m cbm erreicht.

Bei der oben angegebenen Leistung von rd. 3000 cbm in 12 Arbeitsstunden bei 4000 m Förderweite erhält man, wenn die nur zeitweise benutzte vierte Maschine zur Hälfte in Rechnung gestellt wird, eine auf 10 Stunden bezogene Tagesleistung von

$$L_e = \frac{3000 \cdot 4000}{3\,^1/_2} \cdot \frac{10}{12} = 2857000 \text{ m cbm.}$$

Diese Leistung würde noch wesentlich zu erhöhen gewesen sein, wenn die nach jedem Zuge während des Beladens und Entleerens der Wagen für den Lokomotivdienst verlorene Zeit eingeschränkt worden wäre. Bei gröfseren Förderweiten tritt schon durch die Verminderung der Anzahl der täglich von einer Maschine gefahrenen Züge eine Abkürzung der Haltezeiten ein; eine weitere Abkürzung erreicht man durch Fahren mit Wechselzügen.

Über Leistungen bei gröfseren Förderweiten mögen folgende Beispiele angeführt werden:

b) Bau der Venlo-Hamburger Bahn.[49]) Auf der Strecke zwischen Bremen und Sagehorn der Venlo-Hamburger Bahn hat eine Erdbeförderung mit Lokomotiven in gröfserem Mafsstabe bei einer Förderweite von reichlich 15 km stattgefunden. Neben dem Schienengleise mit 0,90 m Spurweite waren 5 Ausweichestellen vorhanden, zwei in der Nähe der Gewinnungs- und Abladeorte, 3 weitere dazwischen. Für den regelmäfsigen Dienst wurden hier 5 + 1 = 6 Maschinen eingestellt, ferner zwei Maschinen für den Rangierdienst und zur Aushülfe, im ganzen also 8, von denen 7 für den täglichen Dienst zu rechnen waren. Die durchschnittliche Förderung hat in der Zeit vom September bis April täglich 26 Züge von je 32 Wagen zu 2,5 cbm betragen, in den Sommermonaten täglich 28 bis 30 Züge. Rechnet man hiernach für 10 Stunden 25 Züge zu 32 . 2,5 = 80 cbm, so ergibt sich bei 15000 m Förderweite eine Leistung von 30 Millionen Meter Kubikmeter und für jede Lokomotive eine solche von

$$L_e = \frac{30\,000\,000}{7} = 4\,285\,000 \text{ m cbm,}$$

also eine wesentlich höhere, als in dem ersten Beispiele.

Die bei den Erdarbeiten der Bahn zur Verwendung gekommenen Lokomotiven hatten, obgleich sie sehr verschiedenen Unternehmern angehörten, eine übereinstimmende Spurweite von 90 cm, waren vierräderige Tendermaschinen von 180 bis 250 Zentner Gewicht und meist von der Maschinenfabrik und Eisengiefserei Darmstadt bezogen. Sie haben sich bei diesen Arbeiten durchaus bewährt; eine unmittel-

[49]) Funk, Mitteilungen über den Bau der Venlo-Hamburger Eisenbahn 1873.

bare Vergleichung der Arbeiten mit kleinen Lokomotiven und solchen der normalen Spurweite bei einem grofsen Einschnitte der Verbindungsbahn Wanne-Haltern, wo die eine Hälfte des Einschnittes nach Norden mit kleinen schmalspurigen Tenderlokomotiven und die andere Hälfte nach Süden mit grofsen normalspurigen Lokomotiven ausgeführt wurde, war sehr lehrreich. Der Vergleich fiel durchaus zu Gunsten der schmalspurigen Lokomotiven aus, was seine Begründung vorzugsweise in der gröfseren Sicherheit beim Befahren der neu gelegten Baugleise, in der Möglichkeit des Befahrens der Kurven von kleinen Krümmungshalbmessern, in der Leichtigkeit der Handhabung der für die kleinere Spur zum Seitenkippen eingerichteten Wagen von etwa 2,5 cbm Inhalt, in der geringen Schwierigkeit der Beförderung der Lokomotiven von einer Baustelle zur anderen, sowie in der verhältnismäfsig grofsen Leistungsfähigkeit der durch ihr ganzes Gewicht wirksamen Tenderlokomotiven mit vier gekuppelten kleinen Rädern findet.

Die Ausführung der Erdarbeiten mit Lokomotiven war durchgängig in der Weise geordnet, dafs bei der Anschüttung von Dämmen aus den Einschnitten zunächst mittels Handbetrieb eine kurze Bahnstrecke hergestellt, dann ein schmaler Einschnitt mit einer Steigung von 1 : 20 bis 1 : 40 eingeschlitzt und ein kurzer schmaler Damm mit einem gleichen Gefälle 1 : 20 bis 1 : 40 ausgeschüttet und darauf das Gleis für die Lokomotivbeförderung in Betrieb gesetzt wurde. Die Steigung bezw. das Gefälle wurden dann allmählich auf das Verhältnis 1 : 50 bis 1 : 60 ermäfsigt und es rückte der Einschnitt wie der Damm mit diesem Steigungsverhältnis allmählich parallel vor, wobei das Gleis auf terrassenartig hergestellten, 3 bis 5 Fufs hohen Absätzen in den Einschnitten nach und nach tiefer, auf den Dämmen nach und nach höher gelegt wurde, bis die richtige Tiefe bezw. Höhe der Einschnitte und Dämme erreicht war. Dabei wurden an geeigneten Stellen an den Enden Ausweichegleise hergestellt, auf welchen die Lokomotiven ihre Stellung zu jedem Zuge so wechselten, dafs sie die Wagen sowohl auf die Ladestellen im Einschnitt, wie auf die Abladestellen auf dem Damm schieben konnten, während sie die Züge auf dem Förderwege selbst zogen. Ähnliche Ausweichestellen wurden selbstverständlich nach Bedürfnis auch in der Mitte des Weges angelegt, wenn die Erdbeförderung mit mehreren Lokomotiven betrieben ward, also eine Kreuzung der Züge stattfinden mufste.

c) Anschüttung des Bahnhofes Bremen. Funk erwähnt ferner, dafs zur Anschüttung des Bahnhofes Bremen aus den Sanddünen bei Hemelingen auf 0,8 bis 1 Meile Entfernung mittels 4 Lokomotiven wöchentlich, also in 6 Tagen, 10000 bis 13000 cbm herbeigeschafft wurden. Bei im Mittel 11500 cbm auf 0,9 Meile (0,9 . 7500 = 6750 m) Förderweite ergibt sich daraus eine tägliche Leistung für jede Lokomotive von: $L_c = \frac{11500 \,.\, 0{,}9 \,.\, 7500}{4 \,.\, 6} = 3234000$ m cbm.

Dieses Auftragsmaterial kostete bei einer Förderweite von 6000 m oder 0,8 Meilen einschliefslich aller Nebenkosten, Herstellung der Förderbahn, der vorläufigen Brücken über die Staatsbahn und mehrere Strafsen, für Gewinnen, Förderung, Abladen, Einebenen und für Geräte f. d. cbm = 1 M. 11 Pf. Auf dieser günstigen Baustelle, wo grofse Massen (600000 cbm) auf eine erhebliche Entfernung zu befördern waren, blieben also die Kosten wesentlich unter den Preisen der Tabelle XVIII in § 18, da nach diesen sich der Preis f. d. cbm berechnen würde:

1.	Für Gewinnen und Laden des Bodens . .	— M.	15 Pf.
2.	Für die Beförderung auf 6000 m Entfernung	1 „	12½ „
3.	Für Geräte, Interimsbahnen u. s. w. 10% .	— „	12½ „
	Summa . .	1 M.	40 Pf.

während, wie oben bemerkt, die Ausführung dieser Arbeit im ganzen nur 1 M. 11 Pf. f. d. cbm kostete.

Bei den vorstehend beschriebenen Anordnungen mit nur einem durchgehenden Fahrgleise und mehreren Ausweichestellen zum regelmäfsigen Kreuzen der Züge, mufs ein leerer Wagenzug dieselbe Zeit für den Weg zwischen den Ausweichestellen am Anfang und Ende der Fahrstrecke gebrauchen, wie ein beladener, wenn er auch, um den vollen Zug nie warten zu lassen, zwischen den einzelnen Kreuzungsstellen schneller fährt als letzterer. Es mufs also auch die Zeitdauer, welche zwischen dem Abfahren eines Zuges aus der letzten Ausweichestelle nach dem Belade- bezw. Entladeorte und dem Beginn der Rückfahrt auf der Fahrstrecke liegt, an beiden Endstationen dieselbe sein. Ist an einer der Stellen die für die Rangier- und Abladearbeiten verfügbare Zeit zu grofs, so kann man die letzten Ausweichestellen so weit von den Endpunkten abrücken, dafs ein Teil dieser Zeit zur Förderung verwendet wird.

Bezeichnet t die Zeit zwischen den einzelnen Zügen in Minuten, so kann eine Lokomotive bei einer Förderweite von l Meter und bei v Meter Fahrgeschwindigkeit in der Minute alle $2 \cdot t + \frac{2l}{v} = 2\left(t + \frac{l}{v}\right)$ Minuten einen vollen Zug abfahren, also innerhalb 10 Arbeitsstunden = 600 Minuten:

$$z = \frac{600}{2\left(t + \frac{l}{v}\right)} = \frac{v \cdot 300}{vt + l} \text{ Züge} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 44.$$

und werden mit jedem Zuge Z Kubikmeter Boden gefördert, so ist die Leistung einer Lokomotive in 10 Arbeitsstunden:

$$L_c = \frac{v \cdot 300}{vt + l} Z \text{ cbm} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 45.$$

Nimmt man aufser den Maschinen für den eigentlichen Fahrdienst noch auf je 6 derselben eine für Rangieren, Nachhelfen der Züge u. s. w. für erforderlich an, so ergibt sich die Durchschnittsleistung einer Maschine zu:

$$L_c = \frac{6}{7} \cdot \frac{v \cdot 300}{vt + l} \cdot Z = \frac{257 \cdot v}{vt + l} Z \text{ cbm} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 46.$$

Beispielsweise erhält man für $v = 360$ m, $t = 25$ Min., $l = 4000$ m, $Z = 80$ cbm (d. h. 32 Wagen zu $2^1/_2$ cbm), die Leistung zu:

$$L_c = \frac{257 \cdot 360}{360 \cdot 25 + 4000} \cdot 80 = 569 \text{ cbm}.$$

Die Zahl n der verwendbaren Lokomotiven findet man aus dem Verhältnis der Zeit $2\left(t + \frac{l}{v}\right)$, welche eine Maschine zu einer Doppelfahrt gebraucht und der Zeit t, nach welcher stets ein Zug abgelassen werden kann, zu:

$$n = \frac{2\left(t + \frac{l}{v}\right)}{t} = 2 + \frac{2l}{v \cdot t}; \quad \ldots \ldots \ldots \quad 47.$$

hierzu ist dann bei gröfseren Arbeiten noch die Reserve zu rechnen. Die überhaupt mögliche Gesamtleistung an einer Arbeitsstelle hängt, abgesehen von der erforderlichen Zugkraft, von der mit jedem Zuge beförderten Masse Z und der Anzahl der möglichen Fahrten ab, beträgt also innerhalb 10 Stunden = 600 Minuten:

$$L_{max} = \frac{600}{t} \cdot Z \quad \ldots \ldots \ldots \quad 48.$$

Wollte man beispielsweise in 10 Stunden 2000 cbm auf 12000 m Förderweite befördern und Maschinen verwenden, welche mit 360 m Geschwindigkeit i. d. Minute bei den vorkommenden Steigungen nur 60 cbm Boden f. d. Zug fortschaffen können, so würde man folgendes erhalten: Aus $\frac{600}{t} \cdot 60 = 2000$, $t = 18$ Minuten. Um alle 18 Minuten einen Zug ablassen zu können, genügt eine Ladestelle nicht, es müfsten also Wechselzüge eingerichtet werden. Für das Entladen an einer Stelle und die damit verbundenen Arbeiten reicht nach den erwähnten Beispielen die Zeit aus. Die Zahl der für den regelmäfsigen Betrieb erforderlichen Lokomotiven bestimmt sich aus: $2 + \frac{2l}{t \cdot v} = 2 + \frac{24000}{18 \cdot 360} = 5{,}7$ zu 6 Stück; dazu eine Extramaschine für Rangieren u. s. w., im ganzen 7 Stück. Für 6 Fahrmaschinen ist der Betrieb am einfachsten mit $6 - 1 = 5$ Ausweichestellen einzurichten. Dabei würde die Entfernung zwischen ihnen zu $\frac{12000}{4} = 3000$ m sich ergeben und da diese Entfernung in $\frac{3000}{360} = 8{,}33$ Minuten, die doppelte in 16,67 Minuten zurückzulegen ist, 18 Minuten aber hierfür verfügbar sind, so würde auch mit Rücksicht auf die Fahrzeit die Annahme von 5 Ausweichungen passen.

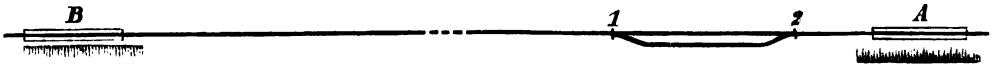
Die Förderleistung der Maschine berechnete sich in diesem Fall für jede Maschine durchschnittlich zu $\frac{2000 \cdot 12000}{7} = 3\,428\,000$ m cbm in 10 Arbeitsstunden.

Bei geringeren Förderweiten mehrt sich die Anzahl der Fahrten jeder Maschine und es geht eine verhältnismäfsig geraume Zeit mit dem Rangieren nach jeder Fahrt verloren. Um dabei die Maschine möglichst auszunutzen, empfiehlt es sich, durch Einrichtung von Wechselzügen die Pausen zwischen den einzelnen Zügen zu verkürzen.

Ein in solchen Fällen sich ergebender einfacher Fahrplan für 1 Maschine und zwei Wagenzüge ist folgender:

Der eine Zug werde am Gewinnungsorte bei A beladen, der andere befinde sich am Abladeorte B oder auf dem Wege dahin (s. Abb. 93). Die Lokomotive schiebt die vollen Wagen und zieht die leeren zurück. Ist nun der Zug bei B entladen, so fährt ihn die Maschine in die Ausweichestelle 1 bis 2 neben dem Gewinnungsorte, holt den beladenen Zug von A nach dem Hauptgleise zwischen 1 bis 2, setzt sich, durch die Weiche 1 fahrend, hinter den leeren Zug, schiebt ihn nach A und fährt dann zurück, um den vollen Zug nach B zu schieben.

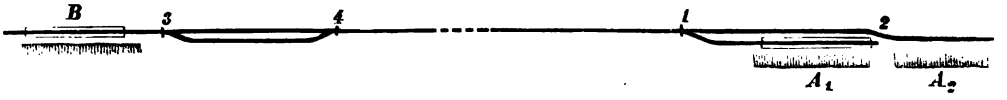
Abb. 93.



Soll das Schieben der beladenen Wagen auf der Fahrstrecke vermieden werden, so kann man folgendermafsen verfahren (s. Abb. 94):

Zwei Ladestellen liegen bei A_1 und A_2, zwischen denen die Arbeiterzüge wechseln. Ein Zug befinde sich bei A_1, um beladen zu werden, der zweite mit der Maschine am Abladeorte bei B. Nachdem die Wagen entladen sind, fährt sie die Maschine zurück. Kurz vor der Weiche 1 wird während der Fahrt die Maschine vom Zuge gelöst und fährt durch die Weiche 1 in das Ladegleis bei A_1, während die leeren Wagen durch 1 und 2 nach dem Ladegleise bei A_2 weiter laufen. Die Maschine zieht dann die bei A_1 beladenen Wagen bis nach der Ausweichestelle 3 bis 4, setzt sich hier hinter die Wagen und schiebt sie nach dem Abladeorte bei B u. s. f.

Abb. 94.



Soll mit 2 Lokomotiven und 3 Wagenzügen gearbeitet werden, so würde dazu diese Anordnung auch noch genügen, indem zwischen 3 und 4 die Züge kreuzen könnten. Bei gröfseren Entfernungen würde man zwischen 4 und 1 noch eine Ausweichestelle so legen, dafs von hier aus die Maschine in derselben Zeit den Hin- und Rückweg nach B einschliefslich des Aufenthaltes bei B zurücklegen könnte, wie den nach A u. s. w.

Für das Rangieren am Gewinnungsorte kann man in ersterem Fall etwa 10 Minuten rechnen, für den Aufenthalt am Abladeorte ebenfalls 10 Minuten und setzt man bei einer Förderweite von beispielsweise 1000 m für die Zeit der Hin- und Rückfahrt und für das Wassernehmen weitere 10 Minuten an, so würde alle halbe Stunde ein Zug ausfahren können. Die Leistung der Maschine ergäbe sich dann, wenn die Zugladung 80 cbm beträgt, zu $20 \cdot 80 \cdot 1000 = 1600000$ m cbm.

Wird die Förderweite noch geringer als 1000 m, so vermindert sich die Fahrzeit, die bei diesen kurzen Entfernungen überhaupt nur sehr gering ist, im Vergleich zu der auf die Pausen zwischen den einzelnen Zügen fallenden Zeit, ganz unerheblich, so dafs bei den kleinsten Entfernungen auf mehr als 20 bis 25 Züge für eine Maschine in 10 Stunden nicht wohl gerechnet werden kann.

§ 16. Der Bedarf an Fördergeräten und Arbeitskräften bei der Bodenbeförderung auf Schienengleisen. In jedem einzelnen Fall ergibt sich aus der Anordnung des Betriebes sowohl die erforderliche Anzahl der Wagen, als auch diejenige der Betriebs- und Arbeitskräfte bei entsprechender Anwendung der vorstehend abgeleiteten Grundgleichungen und Erwägungen.

1. Der **Bedarf an Wagen** hängt aufser von der Förderweite, von der zu befördernden Erdmasse und von der für die Arbeit zur Verfügung stehenden Zeit, hier wesentlich noch davon ab, ob Menschen, Pferde oder Lokomotiven zur Beförderung benutzt werden.

a) Beförderung durch Menschen. Werden auf jeden Erdwagen zum Beladen, Leeren und zu seiner Beförderung 2 Mann gerechnet, so findet man die Zeit zum Beladen wie im § 12 unter 4. (S. 58) durch den Ausdruck:

$$T_a = \frac{10\,J}{2\,K} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 49.$$

Die Geschwindigkeit, mit welcher die Wagen auf den Gleisen bewegt werden, ist in § 15 (S. 85) angegeben zu 3600 m i. d. Stunde oder 60 m i. d. Minute, der Zeitaufwand für Entladen, An- und Abfahren zu 8 Minuten. — Die Dauer einer Hin- und Rückfahrt einschliefslich des Aufenthaltes von 8 Minuten für Entladen u. s. w. ist demnach:

$$T_a = \frac{2\,l + 8 \,.\, 60}{3600} = \frac{2\,l + 480}{3600} \text{ Stunden} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 50.$$

und die Zahl der für den täglichen Dienst erforderlichen Wagen ergibt sich nach der früheren Ableitung zu:

$$W_a = M\left(\frac{1}{2\,K} + \frac{2\,l + 480}{36000\,.\,J}\right), \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 51.$$

dazu etwa 10% zur Aushülfe.

Beispielsweise erhält man für $M = 400$, $l = 300$, $K = 15$ cbm, $J = 1{,}1$ cbm, die Zahl der Wagen zu:

$$W_a = 400\left(\frac{1}{30} + \frac{600 + 480}{36000\,.\,1{,}1}\right) = 24 \text{ Stück};$$

dazu 10% zur Aushülfe mit 3 Stück, zusammen 27 Stück.

b) Beförderung durch Pferde. Die Zeit des Beladens eines Wagens durch 2 Mann ist wieder wie oben: $T_b = \frac{10\,J}{2\,K}$.

Die Dauer einer Hin- und Rückfahrt, einschliefslich des durch Entleeren der Wagen, Rangieren u. s. w. entstehenden Zeitverlustes von 10 Minuten, beträgt, wenn die Geschwindigkeit wie bei der Pferdekarrenbeförderung zu 30 km in 7 Stunden angenommen wird:

$$T_b = \frac{2\,l + 10\,.\,71{,}4}{4285} = \text{rd.}\,\frac{2\,l + 710}{4280} \text{ Stunden} \quad \ldots \ldots \quad 52.$$

daraus erhält man wie oben die Anzahl der erforderlichen Wagen zu:

$$W_b = M\left(\frac{1}{2\,K} + \frac{2\,l + 710}{42800\,.\,J}\right). \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 53.$$

aufser den mit 10% in Rechnung zu stellenden Aushülfewagen.

Beispielsweise werden erforderlich für $M = 700$, $l = 1000$, $K = 15$, $J = 1{,}1$:

$$W_b = 700\left(\frac{1}{30} + \frac{2000 + 710}{42800\,.\,1{,}1}\right) = 64 \text{ Wagen};$$

dazu etwa 10% zur Aushülfe mit 6 Wagen, zusammen 70 Wagen.

c) Beförderung durch Lokomotiven. Werden zum Beladen eines jeden Wagens 2 Mann angestellt, so wird die Arbeit ebenfalls in:

$$T_c = \frac{10\,J}{2\,K}$$

Stunden bewirkt; durch 3 Mann in:

$$T_c = \frac{10\,.\,J}{3\,K} \text{ Stunden} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 49^a.$$

Bewegt die Lokomotive die Wagen mit einer Geschwindigkeit von v Meter in der Minute und werden mit dem An- und Abfahren und mit dem Entleeren der Wagen bei jedem Zuge t Minuten Zeit aufgewendet, so vergeht zwischen dem Abgange der beladenen Wagen und dem Wiederbeginn seiner Beladung ein Zeitraum von:

$$T_s = \frac{2l + t.v}{v.60} \text{ Stunden} \quad \ldots \quad 54.$$

An Wagen für den täglichen Dienst werden daher erforderlich:

$$W_s = \frac{M}{J} \cdot \left\{ \frac{\frac{10\ J}{2K} + \frac{2l + t.v}{v.60}}{10} \right\} = M \left(\frac{1}{2K} + \frac{2l + t.v}{v.600.J} \right), \quad \ldots \quad 55.$$

aufserdem 10% zur Aushülfe.

Ist beispielsweise $M = 2000$ cbm, $l = 4000$ m, $J = 2{,}5$ cbm, $K = 15$ cbm, $t = 20$ Minuten, $v = 375$ m, so erhält man die Wagenzahl zu

$$W_s = 2000 \left(\frac{1}{30} + \frac{8000 + 20.375}{375.600.2{,}5} \right) = 121 \text{ Wagen},$$

dazu 10% zur Aushülfe mit 12 Wagen, zusammen 133 Wagen. Werden zum Beladen eines jeden Wagens 3 Mann angestellt, so erhält man statt 121 Wagen den Bedarf zu:

$$W_s' = 2000 \left(\frac{1}{45} + \frac{8000 + 20.375}{375.600.2{,}5} \right) = 100 \text{ Wagen}.$$

Die Länge der Schienengleise, welche über das Mafs der Förderlänge nötig wird, hängt wesentlich von der Art des Arbeitsbetriebes an den Gewinnungs- und Schüttstellen und von der Anzahl der Ausweichestellen ab. In vielen Fällen wird das Mafs zwischen 15 und 20% der Förderweite liegen.

Wenn in seltenen Fällen ein Doppelgleis auf die ganze Länge gelegt wird, etwa bei Förderung gröfserer Massen, bei verhältnismäfsig geringer Weite und langsamer Bewegung der Fahrzeuge, so sind aufser den beiden Hauptgleisen nur die Gleise an den Endstationen in Rechnung zu ziehen. Aus den Mitteilungen über den Arbeitsbetrieb an den Gewinnungs- und Schüttstellen sind die zu ihrer Ermittelung erforderlichen Anhaltspunkte zu gewinnen (s. §§ 23 bis 25).

2. Der **Bedarf an Arbeitskräften** läfst sich für die von Menschen und Pferden auf Schienengleisen geförderten Erdwagen ganz ähnlich, wie dies für die Schieb- und Kippkarren in den §§ 12 u. 13 erfolgt ist, ermitteln. Dazu kommt aber noch die Unterhaltung der Bahnen und bei Lokomotivbeförderung der Bedarf an Lokomotiven und den für diese erforderlichen Führern und Heizern. Es kommt somit in Betracht:

a) Das Lösen und Laden des Bodens, das wie sonst auch einen Aufwand von $\frac{M}{K}$ Tagewerken erfordert.

b) Zum Entladen gut gebauter Kippwagen kann man ferner je nach Beschaffenheit des Bodens und der Schüttvorrichtungen einen Kraftaufwand von $\frac{M}{100}$ bis $\frac{M}{50}$ Tagewerken annehmen.

c) Für die Unterhaltung der Bahnen bei Beförderung mit Pferden gibt Mohr für die hannöver'sche Schachtrute und für die laufende Rute Förderweite in Sandboden einen Aufwand von $\frac{1}{1000}$ Arbeitsstunden an.[50]) Auf Metermafs umgerechnet entspricht dies einem Aufwande von $\frac{M.l}{300000}$ Tagewerken für M Kubikmeter Fördermasse und l Meter Förderweite. In leichtem Lehmboden steigert sich der Aufwand auf das Doppelte, in schwerem Lehmboden auf das Dreifache.

[50]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 168.

Bei Beförderung durch Lokomotiven erfordert die Unterhaltung der Bahnen einerseits weniger Arbeit, weil hier das Aufwühlen der Schwellenunterbettung durch die Hufe der Pferde und die Erhaltung eines für Pferde gut gangbaren Weges wegfällt, während andererseits mit Rücksicht auf die Maschine und auf das schnellere Fahren bei der Beförderung durch Lokomotiven der guten Lage des Gleises gröfsere Sorgfalt zuzuwenden ist, als bei der Beförderung durch Pferde. Man kann daher für beide Förderarten den Arbeitsaufwand zur Unterhaltung und Bewachung des Gleises ungefähr gleich annehmen und zwar je nach Beschaffenheit des Bodens zu $\frac{M.l}{300000}$ bis $\frac{M.l}{100000}$ Tagewerken. Bei der Beförderung durch Menschen werden die Bahnunterhaltungsarbeiten geringer.

d) Die tägliche Leistung eines Arbeiters auf Schienengleisen ist im § 15 (S. 86) nach Formel 36 ermittelt zu $\frac{10000}{l}$ cbm auf l m Entfernung, die eines Pferdes nach Formel 41 zu $\frac{60000}{l}$ cbm auf l m Entfernung. Bei der Beförderung durch Menschen erfordert diese daher einen Aufwand von $\frac{M.l}{10000}$ Arbeitertagen. Bei der Beförderung durch Pferde sind täglich $\frac{M.l}{60000}$ Pferde erforderlich und da man bei dieser Förderart ganz wohl zwei Pferde zu einem Zuge zusammenspannen kann, so würde auf je 2 Pferde ein Treiber kommen. Bei der Beförderung durch Lokomotiven ist nach § 15 (S. 91) die Leistung einer Maschine in 10 Arbeitsstunden nach Formel 45: $\frac{v.300.Z}{v.t+l}$ cbm; mithin der Bedarf an Lokomotiven, um täglich M Kubikmeter zu fördern: $M.\frac{v.t+l}{v.300.Z}$ ohne die erforderliche Reserve, worüber in § 15 näheres angegeben wurde.

§ 17. Einfluss der Steigungen. Über den Einfluss, welchen Steigungen auf die Beförderung der Bodenmassen äufsern und wie er zu berücksichtigen ist, mögen zunächst einige Angaben aus der Literatur angeführt werden.

1. In dem Bedingungsheft von Etzel und in den Bestimmungen mehrerer österreichischen und ungarischen Bahnen heifst es, dafs wenn die zu bewegenden Massen neben der wagerechten Fortbewegung zugleich gehoben werden müssen, der wagerechten Förderweite, ganz unabhängig von der Art der Beförderung, für jedes Meter Hebung 20 m zugeschlagen werden sollen. Dieser Zuschlag für die Steigung soll jedoch nur in dem Fall stattfinden, wenn der wagerechte Abstand der Schwerpunkte von Aushebung und Anschüttung mindestens 15 m und ihr lotrechter Abstand mehr als 5% ($^1/_{20}$) des wagerechten Abstandes beträgt.

2. Plefsner nimmt an, dafs Steigungen, welche geringer als $^1/_{30}$, und Gefälle, welche unter $^1/_{16}$ bleiben, füglich, als die Arbeit nicht wesentlich erschwerend, aufser Berücksichtigung bleiben können; dafs dagegen, wenn die Steigung mehr als $^1/_{30}$ oder die Höhe des Gefälles mehr als $^1/_{16}$ der Länge beträgt, für jedes Meter Steigung und Fall der betreffenden Förderweite 12 m zuzusetzen und für die so vergröfserte Förderweite der Preis nach der Fördertabelle zu bestimmen ist.

3. Nach Henz sind bei Steigungen f. d. Meter Höhe 30 m Länge der Förderweite zuzusetzen.

4. Nach Funk sind für jedes Meter Steigung, auf welches die mit Handkarren, Handwagen oder auf Gleisbahnen zu bewegenden Massen gefördert werden müssen, den Entfernungen zwischen den Schwerpunkten der Auf- und Abträge 25 bis 30 m zuzuzählen.

5. Buresch will die Steigung bei Handkarren überall nur da zur Anrechnung gebracht wissen, wo durch den vorhandenen Höhenunterschied, bei der Annahme von $^1/_{25}$ Steigung, eine Verlängerung der Karrbahn stattfinden mufs, um zwischen Gewinnungs- und Abladeort vorhandene Höhenunterschiede zu überwinden. In solchen Fällen beträgt die Zulage f. d. m Steigung f. d. cbm Boden 2 Pf., entsprechend einer Vermehrung der Förderweite nach der Fördertabelle von etwa 16 m. Bei Beförderungen auf Schienenbahnen werden Steigungen und Gefälle von mehr als 1 : 300 berücksichtigt und es verdoppeln bezw. halbieren sich die für wagerechte Bahnen geltenden Preise bei Steigungen bezw. Gefällen von 1 : 100, für dazwischen liegende Steigungen nach Verhältnis. Es entspricht das einer Vermehrung der Förderweite f. d. m Steigung um 100 m und einer Verminderung f. d. m Gefälle um 50 m.

6. Winkler entwickelt in dem VI. Kapitel seiner Vorträge über Eisenbahnbau unter „Theorie des Transportes durch animalische Kräfte“ folgende Formeln für die Beförderung auf geneigter Bahn, in welchen s das Neigungsverhältnis (bei Steigungen positiv, bei Gefällen negativ), l_0 die für die Förderung auf den Rampen anzunehmende verminderte Förderweite, l die wagerechte Förderweite, f den Reibungskoeffizienten bezeichnen.

Für Schiebkarren:

$$\frac{l_0}{l} = 1 + 10 \,.\, s + 470 \,.\, s^2 = 1 + 0{,}8 \,.\, \frac{s}{f} + 3{,}0 \left(\frac{s}{f}\right)^2;\ f = 0{,}08;$$

für Handkippkarren:

$$\frac{l_0}{l} = 1 + 20 \,.\, s + 350 \,.\, s^2 = 1 + 0{,}80 \,.\, \frac{s}{f} + 0{,}558 \left(\frac{s}{f}\right)^2;\ f = 0{,}04;$$

für Pferdekarren:

$$\frac{l_0}{l} = 1 + 25 \,.\, s + 520 \,.\, s^2 = 1 + 0{,}75 \,.\, \frac{s}{f} + 0{,}468 \left(\frac{s}{f}\right)^2;\ f = 0{,}03;$$

für Pferdewagen auf Gleisbahnen:

$$\frac{l_0}{l} = 1 + 93 \,.\, s + 6900 \,.\, s^2 = 1 + 0{,}65 \,.\, \frac{s}{f} + 0{,}338 \left(\frac{s}{f}\right)^2;\ f = 0{,}007.$$

Das günstigste Gefälle berechnet Winkler bei den genannten 4 Förderungsarten zu bezw. 0,011, 0,029, 0,024, 0,007.

Ohne Zweifel hat die Bestimmung des Einflusses der Steigungen nach den Steigungsverhältnissen auch für die Ausführung des Erdbaues in manchen Fällen, namentlich bei Förderung sehr bedeutender Massen, einen nicht zu unterschätzenden Wert. Für die häufiger vorkommenden Fälle ist es indessen erwünscht, in einfacherer Weise die Steigungen in Rechnung zu stellen und da empfiehlt sich das bisher meist befolgte Verfahren, die zu überwindende Höhe, ohne Rücksicht auf das Steigungsverhältnis, einer bestimmten Länge der wagerechten Bahn gleichzusetzen. Ein solches Verfahren ist um so mehr zulässig, als mit seltenen Ausnahmen ein für die betreffende Förderungsart bei unmittelbarer Verbindung der Auf- und Abtragstellen sich ergebendes, zu ungünstiges Steigungsverhältnis durch Verlängerung des Weges auf das für den normalen Betrieb zulässige sich vermindern lassen wird.

Um nun in obigem Sinne den Einfluſs der Steigungen auf die Arbeitsleistung zu bestimmen, soll hier die für diesen Zweck zulässige Annahme gemacht werden, daſs die Last zunächst über eine Steigung von $\frac{1}{n}$ auf die erforderliche Höhe gebracht und darauf wagerecht weiter befördert werde. Wählt man dann das Steigungsverhältnis $\frac{1}{n}$ für die verschiedenen Förderungsarten so, daſs unter Berücksichtigung der Hin- und Rückfahrt die Förderung auf der Rampe einen doppelt so groſsen Arbeitsaufwand verursacht, wie die Förderung auf entsprechender wagerechter Bahn, so wird 1 m Steigung in seiner Wirkung einer wagerechten Förderlänge von n Metern gleich zu setzen sein.

Ist die wagerechte Entfernung zwischen den Endpunkten der Förderbahn geringer als das n-fache des lotrechten Abstandes, so bleibt mit Rücksicht auf die erforderlichen Umwege doch das n-fache dieses Abstandes als wagerechte Entfernung und dann noch ebensoviel für die Steigung in Rechnung zu stellen, im ganzen also wenigstens 2 n Meter.

Was nun den Wert von $\frac{1}{n}$ für die verschiedenen Förderungsarten betrifft, so muſs er um so kleiner ausfallen, d. h. die Rampe muſs um so flacher angenommen werden, je kleiner der Widerstandskoeffizient für die betreffende Förderung ist.

Aus Erfahrungssätzen ist in den §§ 12, 13 u. 15 ermittelt worden, daſs die täglichen Nutzleistungen eines Mannes bei Förderungen in Schiebkarren, in Handkippkarren und in Wagen auf Schienengleisen in der Wagerechten nach den Formeln 12*, 23* u. 36 sich angenähert verhalten wie 1000 : 2500 : 10000 oder wie 1 : 2½ : 10, wenn der Widerstands-

koeffizient für letztere Förderungsart zu 1 : 120 angenommen wurde. Hieraus ergibt sich der Widerstandskoeffizient für die Handkippkarren zu $^1/_{30}$ und für die Schiebkarren zu $^1/_{12}$, ein Ergebnis, welches mit dem aus anderen Erfahrungssätzen abzuleitenden eine annähernde Übereinstimmung zeigt.[51])

Auf einer dem Widerstandskoeffizienten entsprechenden Rampe wird bei Beförderung aufwärts die aufzuwendende Zugkraft doppelt so grofs, wie die auf wagerechter Bahn, bei Beförderung abwärts kommt das relative Gewicht der leeren Fördergefäfse der Bewegung zu statten.

Soll nun das Mittel aus dem Arbeitsaufwande für die Hin- und Herbewegung auf der Rampe das Doppelte desjenigen auf wagerechter Bahn erreichen, so wird ihr Neigungsverhältnis gröfser sein müssen, als der Widerstandskoeffizient. Setzt man das Gewicht des leeren Fördergefäfses, früheren Annahmen gemäfs, dem 0,3fachen der Nutzladung gleich, so findet man durch einfache Rechnung, dafs infolge des Einflusses des relativen Gewichtes des leeren Fördergefäfses bei der Rückfracht das Neigungsverhältnis der Bahn auf annähernd das $1^1/_2$fache des Widerstandskoeffizienten gebracht werden müfste, um für Hin- und Rückfracht die Leistung zu verdoppeln.

Jenes Verhältnis $\frac{1}{n}$ würde danach für die genannten 3 Beförderungsarten $^1/_8$, $^1/_{20}$ und $^1/_{80}$ sein. Diese Werte bedürfen aber einer Berichtigung, weil zunächst beim Schiebkarren ein Teil der Last vom Arbeiter unmittelbar getragen werden mufs und hierdurch, wie durch manche andere Umstände, der Vorteil des Gefälles für die Beförderung des leeren Gefäfses fast verschwindet.

Beim Handkippkarren wird man den Nutzeinflufs des Gefälles etwa zur Hälfte zur Anrechnung bringen dürfen. Bei Beförderung auf Schienengleisen macht es sich im vollen Mafse geltend.

Hiernach können die bezüglichen Werte für $\frac{1}{n}$ zu $^1/_{12}$, $^1/_{25}$ und $^1/_{80}$ angenommen und hinsichtlich des durch Steigungen verursachten Arbeitsaufwandes 1 m Höhe einer Verlängerung des wagerechten Weges bei der Schiebkarrenbeförderung um 12 m, bei Handkippkarren um 25 m, bei der Beförderung auf Schienengleisen durch Arbeiter um 80 m gleich gesetzt werden.

Nach den Fördertabellen XIII, XIV u. XV (s. S. 99 bis 101) entsprechen diesen Mehrlängen Preise von bezw. 3, $2^1/_2$ und 2 Pf. f. d. cbm.

Bei Beförderung auf Gleisen durch Pferde und Lokomotiven werden die Kosten der Zugkraft bei gleichen Weiten wesentlich geringer, als bei Beförderung durch Arbeiter. Die sorgfältiger und besser herzustellende Bahn verursacht einen geringeren Widerstand und demgemäfs wird der Einflufs der Steigungen relativ gröfser, d. h. jedes Meter Steigung ist hier einer gröfseren Förderlänge gleichzusetzen. Letztere wird man je nach dem Zustande der Bahn und der Wagen bis zu 250 m annehmen können. Dieser Länge entspricht nach Tabelle XVII (s. S. 106) für Lokomotivbeförderung ein Preis von $^1/_2$ Pf., wenn man den Einflufs der Steigungen auf die Kosten für die Bahn und Geräte unberücksichtigt läfst. Für die Beförderung durch Pferde kann man f. d. m Steigung etwa 1 Pf. rechnen.

Die hier erörterten Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle nochmals zusammengestellt.

---

[51]) Winkler gibt für die Schiebkarrenbeförderung 0,08, für die Handkippkarren 0,04, für die Pferdekippkarren 0,03.

Tabelle XII. **Einfluſs der Steigung auf die Förderweite.**

Art der Beförderung	Ein Meter Steigung ist gleich zu achten einer Verlängerung der wagerechten Förderweite um	Für das m Steigung und cbm Bodenmasse sind nach den in § 18 angenommenen Preissätzen zu vergüten	Bemerkungen
Schiebkarren	12 m	3 Pf.	Beträgt die wagerechte Entfernung zwischen den Endpunkten der Förderbahn weniger als das n-fache (n bezw. = 12, 25, 50 u. s. w.) des lotrechten Abstandes, so ist sie bei Berechnung der Leistung doch mit diesem n-fachen Betrage anzusetzen.
Handkippkarren	25 „	$2^1/_2$ „	
Pferdekarren	50 „	2 „	
Rollwagen auf Schienengleisen			
durch Arbeiter	80 „	2 „	
„ Pferde	120 „	$1^1/_2$ „	
„ Lokomotiven	250 „	$^1/_2$ „	

Obigen Erwägungen entspricht es, die angegebenen Zulagen für alle Steigungen in Rechnung zu stellen. Um indessen kleinliche Berechnungen zu vermeiden, empfiehlt es sich, beim Abschluſs der Verträge zu bedingen, daſs bei geringen Hebungen, etwa bis zu 1 m, oder bei schwachen Steigungen, etwa bis zu 4% bei Schiebkarrenbeförderung, bis zu 1% bei Handkarrenbeförderung, die Steigungen unberücksichtigt bleiben.

Als Maſs der Hebung hat der mit den beladenen Fördergefäſsen zu überwindende Höhenunterschied zwischen den Endpunkten der Förderbahn zu gelten. Der lotrechte Abstand der Schwerpunkte des Auf- und Abtrages gibt fast immer ein zu kleines Maſs. Zur genauen Ermittelung ist daher auf die Art des Arbeitsbetriebes Rücksicht zu nehmen.

Sind die Bodenmassen mit Gefälle zu befördern, so ist es nicht allgemein üblich hierfür Abzüge von den Preisen für die wagerechte Beförderung zu machen. Ausnahmsweise hat man es wohl bei Beförderung auf Schienengleisen getan und die Abzüge halb so hoch berechnet, wie die Zulagen für Beförderungen mit Steigungen sein würden. Wird aber das Gefälle so stark, daſs die Rückfracht der leeren Fördergefäſse und das Bremsen der vollen Wagen mehr Arbeit und Kosten erfordert, als die Hin- und Herbewegung auf wagerechter Bahn, so rechtfertigt es sich, Zulagen für das Gefälle zu berechnen. Da indessen dieser Fall in Wirklichkeit keine Rolle spielt, so braucht hier nicht näher darauf eingegangen zu werden.

§ 18. Preisermittelungen. Fördertabellen. Die hier in Betracht zu ziehenden Kosten für die Beförderung der Bodenmassen bestehen aus

1. den Kosten für die Arbeitsleistung, also der Beförderung und des Entladens des Bodens,
2. den Kosten für Geräte, d. h. Fördergefäſse und Förderbahnen.

Die Kosten zu 1. bestimmen sich aus den in den früheren Paragraphen ermittelten Arbeitsleistungen bei den verschiedenen Arten der Beförderung unter Zugrundelegung des für die betreffende Gegend passenden Lohnsatzes. Erfolgt die Beförderung nicht auf wagerechter Bahn, so ist für die Steigung ein ihr entsprechender Zusatz zu machen (vergl. § 17), aufserdem ist für das durch die Bauart der Fördermittel veranlaſste schwierigere Laden, wie bei Kippkarren und Wagen, gegenüber den Schiebkarren, ein entsprechender Betrag zuzusetzen.

Die Kosten für Geräte berechnen sich:

a) Aus dem Unterschiede zwischen den Kosten der Anschaffung und dem Werte der Geräte nach Vollendung der Erdarbeit,

b) aus der Beförderung der Geräte zur Baustelle,
c) aus den Zinsen der Anschaffungskosten,
d) aus den Unterhaltungskosten.

Diese Kosten sind nur zum Teil abhängig von der zu befördernden Masse.

Je besser die Fördergefäfse und Bahnen hergestellt werden, desto weniger wird ihre Wertverminderung durch die Masse der geförderten Erde beeinflufst sein. Je vollkommener also eine Förderart ist, desto schwieriger wird es, die Gerätekosten in Prozenten der übrigen Förderkosten allgemein auszudrücken.

Bei Schienenbahnen mit Maschinenbeförderung sind die Kosten für das Inventar so bedeutend gegenüber den täglichen Kosten für die Förderleistung, dafs der Preis für die Raumeinheit, besonders hinsichtlich der Förderbahnen, in überwiegendem Mafse von der Gröfse der Masse abhängig ist, auf welche sich die nahezu gleich bleibenden Kosten verteilen. Bei der Karrenbeförderung ist dieses weniger der Fall, weshalb bei dieser auch meistens die Kosten für Geräte in Prozenten der übrigen Förderkosten angesetzt werden.

Bei den einzelnen Förderarten, für welche die Preise zu ermitteln sind, wird noch darauf zurückzukommen sein.

1. **Beförderung in Schiebkarren.** Die 10stündige Leistung eines Karrenschiebers an Beförderung nebst Entladens der Karre ist früher (im § 12, S. 57) nach Formel 12* zu:

$$L = \frac{1000}{l+25} \text{ cbm}$$

auf l m Entfernung ermittelt worden; daraus berechnen sich die Kosten f. d. cbm für die verschiedenen Entfernungen unter Zugrundelegung des Lohnsatzes von 2,50 M. für 10stündige wirkliche Arbeit nach dem Ausdruck:

$$\mathfrak{K}_1 = \frac{250}{L} = \frac{l+25}{1000} \cdot 250 = \text{rd. } 6 + \frac{l}{4} \text{ Pf.} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 56.$$

wie in der Tabelle XIII angegeben.

Die Kosten für Anschaffung der Geräte sind in jedem Falle nach dem Bedarf (vergl. § 12, S. 58) und den Einzelpreisen (s. § 12, S. 54 u. 55) zu ermitteln. Es sind anzusetzen:

für eine Schiebkarre durchschnittlich . . . 10 M.
„ ein Meter Karrbahn im Mittel . . . . . 1 „

In der Regel setzt man bei der Schiebkarrenbeförderung die Kosten für Vor- und Unterhaltung der Geräte in Prozenten der übrigen Förderkosten an und rechnet sowohl die Anschaffungskosten nach Abzug des bleibenden Wertes bei Vollendung der Arbeit, als auch die Unterhaltungskosten zu je 5% des Arbeitslohnes.

Bei Annahme von 10% Gerätekosten und einem Lohnsatz von 2,50 M. für 10stündige Arbeit erhält man dann folgende Preistabelle XIII.

Tabelle XIII. **Preise für die Beförderung der Schiebkarren.**

Förderweite l in m	Preis f. d. cbm für Arbeitsleistung Pf.	Preis f. d. cbm für Geräte Pf.	Gesamtpreis f. d. cbm Pf.	Förderweite l in m	Preis f. d. cbm für Arbeitsleistung Pf.	Preis f. d. cbm für Geräte Pf.	Gesamtpreis f. d. cbm Pf.
25	12	1	13	175	50	5	55
50	19	2	21	200	56	6	62
75	25	2	27	225	62	6	68
100	31	2	34	250	68	7	75
125	37	4	41	275	75	7	82
150	44	4	48	300	81	8	89

Die Förderpreise gelten für mittlere Bodenklassen; für leichten trockenen Boden sind sie bis zu 20% abzumindern, für Boden mit viel Wasser um 12 bis 15%, für Felsmaterial bis zu 20% zu erhöhen.

Ist eine Steigung zu berücksichtigen, so ist f. d. **m** Steigung eine Länge von 12 **m** der Förderweite zuzusetzen oder ein Satz von 3 Pf. f. d. **cbm** zu vergüten (vergl. S. 97).

2. Beförderung in Handkippkarren. In § 13 ist die 10stündige Leistung eines Arbeiters bei der Handkippkarrenbeförderung einschliefslich Entladens des Bodens nach Formel 23[a] (s. S. 63) zu:

$$L_1' = \frac{2500}{l + 150} \text{ cbm}$$

ermittelt worden. Die Kosten f. d. **cbm** berechnen sich danach bei einem Lohnsatz von 2,50 M. für 10stündige Arbeit zu

$$\mathfrak{K}_h = \frac{l + 150}{2500} \cdot 250 = 15 + \frac{l}{10} \text{ Pf.} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 57.$$

Über den Bedarf an Geräten zu einer bestimmten Leistung ist früher das Erforderliche bereits mitgeteilt. Danach und nach den Einzelpreisen, welche in § 13 für eine Kippkarre zu 80 bis 100 M., für das **m** Bohlenfahrt zu 3 bis 4 M. angenommen wurden, lassen sich für jeden besonderen Fall die Anschlagskosten ermitteln.

Meist pflegt man auch bei dieser Förderart die Gerätekosten in Prozenten der übrigen Förderkosten auszudrücken und kann für Anschaffung, nach Abzug des bleibenden Wertes 10%, für Unterhaltung 5%, im ganzen also 15% dafür einsetzen.

Bei Annahme dieses Satzes für Geräte und bei einem Lohn von 2,50 M. für 10stündige Arbeit erhält man die in Tabelle XIV zusammengestellten Werte.

Tabelle XIV. **Preise für die Beförderung der Handkippkarren.**

Förderweite l in m	Preis f. d. cbm für Arbeitsleistung Pf.	Preis f. d. cbm für Geräte Pf.	Gesamtpreis f. d. cbm Pf.	Förderweite l in m	Preis f. d. cbm für Arbeitsleistung Pf.	Preis f. d. cbm für Geräte Pf.	Gesamtpreis f. d. cbm Pf.
25	17½	2½	20	250	40	6	46
50	20	3	23	300	45	7	52
75	22½	3½	26	350	50	7	57
100	25	4	29	400	55	8	63
125	27½	4½	32	450	60	9	69
150	30	5	35	500	65	10	75
175	32½	5½	38	550	70	10	80
200	35	6	41	600	75	11	86

Die Preise der Tabelle gelten auch hier für mittlere Bodenklassen und sind für leichten trockenen Boden bis auf 20% abzumindern, für Boden mit viel Wasser um 12 bis 15%, für Steinmaterial bis auf 20% zu erhöhen.

Bei Steigungen sind f. d. **m** Höhe und f. d. **cbm** Masse den Förderpreisen 2½ Pf. zuzusetzen (vergl. S. 97).

3. Beförderung in Pferdekarren. Die tägliche Leistung eines Pferdes ist bei dieser Förderart im § 13 (S. 65) nach Formel 25 zu

$$L_2 = \frac{15000}{l} \text{ cbm}$$

gefunden worden. Bei den täglichen Kosten eines Pferdes einschliefslich Führer von 7,50 M. bestimmen sich daher die Kosten der Förderleistung f. d. cbm zu

$$\mathfrak{K}_p = \frac{l}{15000} \cdot 750 = \frac{l}{20} \text{ Pf.} \quad \ldots \quad 58.$$

wenn die Förderweite grofs genug ist, um die Kraft des Pferdes ausnutzen zu können; für kleinere Entfernungen mufs nach den im § 13 (S. 65) gegebenen Ausdrücken die Leistung und danach der Kostenbetrag ermittelt werden.

Für das Entladen sind nach früheren Angaben für 100 cbm etwa 2 Tagewerke zu rechnen, also f. d. cbm im Mittel 5 Pf. (vergl. S. 62).

Sollen die Gerätekosten in Prozenten der übrigen Förderkosten ausgedrückt werden, so kann man nach Henz, bei gröfseren Arbeiten von mindestens 15000 bis 20000 cbm, dafür 30%, aber wohl nie unter 10 bis 15 Pf. f. d. cbm rechnen.

Bei dieser Annahme ergibt sich folgende Tabelle XV:

Tabelle XV. **Preise für die Beförderung in Pferdekarren.**

Förderweite l in m	Preis f. d. cbm: für Förderleistung Pf.	für Entladen des Bodens Pf.	für Vor- und Unterhaltung der Geräte Pf.	Gesamtpreis f. d. cbm Pf.	Förderweite l in m	Preis f. d. cbm: für Förderleistung Pf.	für Entladen des Bodens Pf.	für Vor- und Unterhaltung der Geräte Pf.	Gesamtpreis f. d. cbm Pf.
300	26	5	15	46	1200	60	5	18	83
400	29	5	15	49	1300	65	5	19	89
500	32	5	15	52	1400	70	5	21	96
600	35	5	15	55	1500	75	5	22	102
700	38	5	15	58	1600	80	5	24	109
800	42	5	15	62	1700	85	5	25	115
900	46	5	15	66	1800	90	5	27	122
1000	50	5	15	70	1900	95	5	28	128
1100	55	5	16	75	2000	100	5	30	135

Je nach Beschaffenheit des zu bewegenden Bodens sind die Förderpreise, in gleicher Weise, wie es für Tabelle XIV besprochen wurde, zu erhöhen oder abzumindern.

Für Steigungen sind f. d. Meter Steigung den Förderpreisen 2 Pf. f. d. Kubikmeter zuzusetzen (vergl. S. 97).

4. Beförderung in Wagen auf Schienengleisen. Aus den früheren Untersuchungen und Berechnungen lassen sich zunächst die Kosten für die Arbeitsleistung der Beförderung wie folgt bestimmen.

a) Bei Beförderung durch Menschen. Nach § 15, Formel 36 (s. S. 86) ist die 10stündige Arbeitsleistung eines Mannes für diese Förderart:

$$L_a = \frac{10000}{l} \text{ cbm.}$$

Bei einem Lohnsatz von 2,50 M. stellen sich daher die Kosten f. d. Kubikmeter zu:

$$\mathfrak{K}_a = \frac{l}{10000} \cdot 250 = \frac{l}{40} \text{ Pf.} \quad \ldots \quad 59.$$

b) Bei Beförderung durch Pferde. Nach § 15, Formel 41 (s. S. 87) ist die tägliche Arbeitsleistung eines Pferdes

$$L_b = \frac{60000}{l} \text{ cbm.}$$

Bei 7,50 M. täglichen Kosten eines Pferdes mit Führer ergibt sich daher der Preis f. d. Kubikmeter zu:

$$\mathfrak{K}_b = \frac{l}{60000} \cdot 750 = \frac{l}{80} \text{ Pf.} \quad \ldots \quad 60.$$

Dabei ist vorausgesetzt, dafs die Förderweite grofs genug ist, um die Kraft des Pferdes ausnutzen zu können. Wo dies nicht mehr der Fall ist, also bei Entfernungen unter 800 m, stellen sich die Kosten höher und betragen nach dem im § 15 in Formel 43 (s. S. 87) für die Leistung L_b gegebenen Ausdruck:

$$\mathfrak{K}_b = \frac{(2l + 720)\,750}{43200 \cdot 4} \text{ Pf.} \quad \ldots \quad 61.$$

somit:

9,25	Pf.	f. d.	cbm	für	$l = 700$	m	statt:	8,75 Pf.
8,40	„	„	„		$l = 600$	„	„	7,50 „
7,25	„	„	„		$l = 500$	„	„	6,25 „
6,60	„	„	„		$l = 400$	„	„	5 „
5,75	„	„	„		$l = 300$	„	„	3,75 „

c) Bei Beförderung durch Lokomotiven. Die täglichen Kosten der Lokomotiven sind teils abhängig von den Leistungen, teils sind sie unveränderlich. Zu ersteren gehören die Kosten für Brennmaterial bezw. für Beschaffung der Elektrizität bei Anwendung elektrischer Lokomotiven, ferner ein geringer Teil der Kosten für Schmiermaterial und für Ausbesserungen; zu den unveränderlichen gehören aufser dem weiteren Teil der letzterwähnten Kosten diejenigen für Bedienung der Maschinen (Führer, Heizer u. s. w.), für Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals, für Anlage der Wasserstationen, Schuppen u. s. w.

Hinsichtlich des Verbrauches an Kohlen kann man für Dampflokomotiven annehmen, dafs mit 1 kg guter Steinkohle eine Nutzleistung von etwa 1500 bis 2000 m cbm in der Wagerechten zu verrichten ist, dafs also zur Beförderung von 1 cbm Boden auf l Meter Entfernung $\frac{l}{2000}$ bis $\frac{l}{1500}$ kg Kohlen erforderlich sind. Die Kosten dafür würden unter Annahme des letzten Ausdruckes und eines Preises der Kohlen auf der Baustelle von 2 Pf. f. d. Kilogramm beispielsweise $\frac{l}{1500} \cdot 2 = \frac{l}{750}$ Pf. betragen.

Hierzu sind die während des Rangierens der Züge, während des Wassernehmens und des Wartens der Maschine gebrauchten Kohlen mit etwa $^1/_4$ der zur eigentlichen Beförderung erforderlichen Kohle zu rechnen, so dafs der Gesamtverbrauch an Brennmaterial sich auf $\frac{l}{750} + \frac{l}{3000} = \frac{l}{600}$ Pf. f. d. Kubikmeter Boden stellt.

Die täglichen, von der Höhe der Leistung unabhängigen Kosten der Maschine, welche beispielsweise in untenstehender Note zu 32 M. berechnet sind[52]), verteilen sich

[52]) Rechnet man bei einer 80pferdigen Lokomotive die Tageskosten

für den Führer zu	7 M.
„ einen Heizer zu	3 „
„ Lokomotivschuppen und Wasserstation	4 „
„ Putzen und Wasserpumpen	3 „
„ Schmier- und Putzmaterial	2 „
„ Ausbesserungen	4 „
„ Zinsen und Tilgung bei einem Neuwert der Maschine von 16000 M.	9 „
so ergeben sich die ständigen Kosten f. d. Arbeitstag zu	32 M.

Kraufs rechnet die Gesamtbetriebskosten für seine 20pferdige Lokomotive, wie folgt:

Brennmaterial f. d. Tag 7 Ztr. Kohlen zu 0,60 M. =	4,20 M.
Schmiermaterial $2^1/_2$ Pfd. zu 0,50 M. =	1,25 „
Ausbesserungskosten	1,55 „
Bedienung	9,00 „
Verzinsung, Tilgung zu 10% gerechnet bei 300 Arbeitstagen	4,00 „
Desgl. für eine Maschine zur Aushülfe	4,00 „
Tägliche Kosten	24,00 M.

auf die für die eigentlichen Fahrten und auf die für Rangieren und Warten zwischen den einzelnen Zügen entfallende Zeit. Die Zahl der Pausen wird um so geringer, je gröfser die Förderweite ist; die Zeitdauer jeder Pause kann als unabhängig von der Förderweite angenommen werden. Berechnet man nun nach Beispielen für verschiedene Entfernungen die auf die Pausen und die auf die Fahrten fallende Zeitdauer und verteilt die unveränderlichen Tageskosten der Maschine nach dem Verhältnisse beider Werte zu einander, so ergibt sich ein Mittelwert f. d. Kubikmeter geförderten Bodens von annähernd $4 + \frac{l}{2500}$ Pf. und fügt man diesen zu den Kosten des Brennmateriales von $\frac{l}{600}$ hinzu, so erhält man die Gesamtkosten der Zugkraft zu

$$\mathfrak{K}_c = 4 + \frac{l}{2500} + \frac{l}{600} = \text{rd. } 4 + \frac{l}{500} \text{ Pf.} \quad \ldots \ldots \quad 62.$$

Über den Einfluſs der Steigungen siehe § 17 (S. 97).

Für das Entladen der Wagen, Vorrücken und Verlegen der Gleise, Weichenziehen, Verbauen des Bodens u. dergl., ferner für das durch die Höhe der Förderwagen erschwerte Aufladen des Bodens sind, je nach Beschaffenheit des letzteren, f. d. Kubikmeter 0,4 bis 0,5 Arbeitsstunden oder 10 bis 12 Pf. zu vergüten. Sind die Wagen nicht zum Kippen eingerichtet, so dafs sie ausgeschaufelt werden müssen, so vergröfsern sich die Kosten um etwa 5 Pf. f. d. Kubikmeter.

Für Unterhaltung der Gleise kann man je nach Beschaffenheit des Bodens und der Förderbahnen auf 1000 m Gleis und f. d. Kubikmeter geförderten Bodens 1 bis 2 Pf. setzen; in der unten folgenden Tabelle XVI ist bei der Beförderung durch Menschen 1 Pf. gerechnet, entsprechend dem Werte von $\frac{M \cdot l}{250000} \cdot 250$ bei 2,50 M. Lohnsatz.

Öl oder Wagenschmiere kosten nach vorliegenden Erfahrungen bei Wagen älterer Bauart f. d. Kubikmeter geförderten Bodens und auf 1000 m Förderweite $^2/_3$ Pf., bei Wagen neuerer Bauart $^1/_3$ Pf., im Mittel kann man also etwa $^1/_2$ Pf. setzen.

Zur Ermittelung der Kosten für Vor- und Unterhaltung der Wagen sind die in den Formeln 51, 53 u. 55 (s. S. 93 u. 94) angegebenen Ausdrücke für den Bedarf an Förderwagen, nämlich:

$$W_a = M\left(\frac{1}{2K} + \frac{2l + 480}{36000 \cdot J}\right) \text{ für die Beförderung durch Menschen,}$$

$$W_b = M\left(\frac{1}{2K} + \frac{2l + 710}{42800 \cdot J}\right) \text{ „ „ „ „ Pferde,}$$

$$W_c = M\left(\frac{1}{2K} + \frac{2l \cdot t \cdot v}{v \cdot 600 \cdot J}\right) \text{ „ „ „ „ Lokomotiven}$$

zu benutzen.

Setzt man die täglichen Kosten eines Wagens f. d. Kubikmeter seines Rauminhaltes zu 50 Pf., also bei Wagen von $^1/_2$ cbm zu 25 Pf., bei solchen von $2^1/_2$ cbm zu 125 Pf. und sucht aus den für verschiedene Werte sich ergebenden Ausdrücken das Mittel, so kommt man unter gleichzeitiger Beachtung des erforderlichen Prozentsatzes für Aushülfswagen und unter Abrundung der Werte zu folgenden Ausdrücken über die Kosten für Vor- und Unterhaltung der Wagen f. d. Kubikmeter geförderten Bodens bei l Meter Förderweite:

$$\mathfrak{K}_{wa} = 2 + \frac{l}{400} \text{ Pf. für die Beförderung durch Menschen} \quad \ldots \ldots \quad 63.$$

$$\mathfrak{K}_{wb} = 4 + \frac{l}{400} \text{ „ „ „ „ „ Pferde} \quad \ldots \ldots \quad 64.$$

$$\mathfrak{K}_{wc} = 5 + \frac{l}{2000} \text{ „ „ „ „ „ Lokomotiven} \quad \ldots \ldots \quad 65.$$

Die Länge der Gleise nebst Ersatzstücken bestimmt sich einerseits aus der Förderweite l, andererseits aus den Ladegleisen an den Endstellen, den Ausweichegleisen auf der Strecke und den Weichen. Rechnet man für die Weichen gleichwertige Gleislängen und setzt man die Kosten eines Meters Gleis für die Beförderung durch Menschen, Pferde oder Lokomotiven bezw. $= k_a$, k_b und k_c, so fallen die Kosten der Gleise nach Ermittelung aus verschiedenen Beispielen annähernd unter die Ausdrücke:

$k'_a = (50 + 1{,}1\,l) \cdot k_a$ für die Beförderung durch Menschen . . . 66.
$k'_b = (200 + 1{,}1\,l) \cdot k_b$ „ „ „ „ Pferde . . . . 67.
$k'_c = (400 + 1{,}1\,l) \cdot k_c$ „ „ „ „ Lokomotiven . . 68.

Nach den im Vorstehenden entwickelten, die Kosten der Beförderung auf Schienengleisen betreffenden Ausdrücken ist die Tabelle XVI zusammengestellt, in der l die Förderweite in **m**, Q die gesamte Fördermasse in **cbm**, k_a, k_b und k_c die Kosten in Pf. f. d. Meter Gleis bei Beförderung durch Menschen, Pferde und Maschinen bezeichnen.

Tabelle XVI.

Kosten der Beförderung auf Schienengleisen f. d. Kubikmeter Boden in Pfennigen.

	Beförderung durch Menschen	Beförderung durch Pferde	Beförderung durch Maschinen
1. Zugleistung	$\frac{l}{40}$	$\frac{l}{80}$	$4 + \frac{l}{50}$
2. Erschwertes Aufladen und Verbauen des Bodens, Verlegen der Gleise, Weichenziehen u. dgl.	10	11	12
3. Unterhaltung der Gleise	$\frac{l}{1000}$	$\frac{l}{500}$	$\frac{l}{500}$
4. Schmieren der Wagen	$\frac{l}{2000}$	$\frac{l}{2000}$	$\frac{l}{2000}$
5. Vor- und Unterhaltung der Förderwagen . .	$2 + \frac{l}{400}$	$4 + \frac{l}{400}$	$5 + \frac{l}{2000}$
Summen 1 bis 5 . .	$12 + 0{,}029\,l$	$15 + 0{,}0175\,l$	$22 + 0{,}005\,l$
6. Förderbahn	$(50 + 1{,}1\,l)\frac{k_a}{Q}$	$(200 + 1{,}1\,l)\frac{k_b}{Q}$	$(400 + 1{,}1\,l)\frac{k_c}{Q}$

Bei elektrischen Lokomotiven werden die Kosten von der Art der Elektrizitätserzeugung abhängen. Zu beachten ist aber, dafs gröfsere Steigungen angewendet werden können, dafs die Bedienung sich vereinfacht und die Abnutzung der Gleise geringer wird.

5. Kosten des Meters Schienengleis ohne Gleisunterhaltung. Es blieben jetzt noch die auf das Meter Schienengleis entfallenden Kosten (k_a, k_b, k_c) mit Ausnahme der bereits erledigten Gleisunterhaltung zu besprechen. Allgemein giltige Ermittelungen können nicht aufgestellt werden, da, abgesehen von den Schwankungen des Marktes und der Wiederverwertung der Materialien, die Örtlichkeit der Baustelle und die von dieser abhängigen Ausgaben für die Zufuhr auf die Kosten von wesentlichem Einflufs sind. Die nachstehenden Angaben mögen daher auch nur als Beispiele dienen (vergl. auch S. 81).

a) Gleis von 0,60 m Spurweite aus leichten Stahlschienen auf Flufsstahlschwellen, zu tragbaren Jochen (von 5 und 2 m Länge) zusammengestellt und vorzugsweise für die Beförderung durch Menschen geeignet. Ein Joch von 5 m Länge aus 6 **kg** f. d. **m** schweren Schienen und 6 Stück Schwellen wiegt einschliefslich des Kleineisenzeuges rund 85 **kg**, ein solches von 2 m Länge 37 **kg**. Sie ertragen bei 1 m Schwellenentfernung einen Raddruck von 900 bis 1000 **kg**. Ein Meter Gleis wiegt daher etwa 17,5 **kg** und kostet frei Fabrik (bei 140 M. f. d. Tonne) $\frac{17{,}5 \cdot 140}{1000} = 2{,}45$ M.

Mit Rücksicht auf die leichte Wiederverwertung dieser auch zu landwirtschaftlichen Zwecken häufig verwendeten Gleise und auf den bleibenden Wert des Altmateriales genügt es, für den jedesmaligen Gebrauch 20% des Neuwertes anzusetzen mit $^1/_5$. 2,45 M. . . . 0,49 M.

Fracht bis zur Verwendungsstelle	0,20 „
Bettungsmaterial	0,10 „
Legen und Wiederaufnehmen der Joche	0,10 „
An Zinsen und zur Abrundung	0,11 „
Kosten für das Meter Gleis . .	1,— M.

b) Gleis für die Beförderung durch Lokomotiven von 0,90 m Spurweite aus 18 kg f. d. m schweren neuen Schienen. Wird angenommen, dafs die neuen Schienen nebst Kleineisenzeug durch die einmalige Benutzung 25%, die Schwellen 50% ihres Wertes verlieren, so stellt sich die Rechnung folgendermafsen:

Neuwert der Schienen bei einem Preise von 120 M. f. d. t frei Fabrik, für das Meter Gleis $\frac{2.18.120}{1000}$ . . .	4,32 M.	
Neuwert des Kleineisenzeuges, bestehend auf je 7 m lange Schienen in		
2 Paar Laschen zu 7,5 kg . . .	15 kg	
8 Bolzen zu 0,75 kg	6 „	
36 Haknägel zu 0,25 kg	9 „	
zusammen . .	30 kg	
bei einem Preise von 150 M. f. d. t frei Fabrik, für das Meter Gleis $\frac{30.150}{1000.7}$	0,64 „	
Zusammen Schienen und Kleineisenzeug . .	4,96 M.	
Hiervon 25%		1,24 M.
Fracht zur Verwendungsstelle		0,60 „
Schwellen (8 Stück auf die Schienenlänge von 7 m), auf das Meter Gleis $\frac{8}{7} = 1^1/_7$ Stück, kosten bei dem Preise von 1 M. für eine Schwelle, frei Verwendungsstelle, 1,14 M., davon 50% .		0,57 „
Bettungsmaterial		0,50 „
Legen des Oberbaues, Wiederaufnehmen und Aufstapeln der Materialien		0,60 „
Zinsen des Anlagekapitals auf $1^1/_2$ Jahre und zur Abrundung . .		0,49 „
Summe der Kosten für ein Meter Gleis . .		4,— M.

Stehen für die Arbeitsbahnen alte Oberbau-Materialien benachbarter Hauptbahnen unter günstigen Leihbedingungen zur Verfügung, so werden die Kosten der zur Beförderung mit Maschinen geeigneten Arbeitsgleise sich oft wesentlich niedriger stellen, als oben berechnet ist.

Beispielsweise sind nach Mohr[53]) für die unter der Hannover'schen Eisenbahnverwaltung ausgeführten Arbeiten im Adendorfer Einschnitte und auf der benachbarten Strecke der Lüneburg-Lauenburger Eisenbahn alte Schienen der Hauptbahnen benutzt worden, welche zu anderen Zwecken nicht mehr verwendbar und zum Umwalzen bestimmt waren. Für die Erdbeförderungsgleise waren sie daher nur mit dem Zinsverlust des Schienenwertes auf ein Jahr in Rechnung zu bringen. Zu den Schwellen wurden meistens alte Bahnschwellen verwandt, die, wenn nicht hier, nur noch als Brennmaterial hätten verwertet werden können und deshalb auch nur als solches anzusetzen waren. Rechnet man zu diesen Beträgen die Ausgaben für die erforderlichen neuen Materialien und ferner für die Beförderung der Materialien bis zum Bauplatze, so stellen sich die Kosten der Gleise, deren zwei vorhanden waren, eines für die vollen und eines für die leeren Wagen, f. d. Kubikmeter geförderte Masse bei einer mittleren Entfernung von 2000 m und einer Gesamtbeförderung von etwa 189000 cbm auf rund 11 Pf.[54])

[53]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 168.

[54]) Bei der Bergisch-Märkischen Eisenbahn sind seitens der Bauverwaltung den Unternehmern alte Schienen zur Anlage von Fördergleisen gegen eine monatliche Miete von 1 Pf. f. d. Fufs, oder 3,18 Pf. f. d. m überwiesen worden.

Tabelle XVII.

Preise für die Beförderung auf Schienengleisen (für mittlere Bodenklassen bei wagerechter Bahn).

Art der Beförderung	Förderweite	Förderpreise für ein Kubikmeter Boden in Pfennigen												
		ausschliefsl. Kosten der Förderbahn (Summe 1–5 der Tabelle XVI S. 104)	einschliefslich Kosten der Förderbahn (Summe 1—6 der Tabelle XVI, S. 104) bei einer Gesamtfördermasse (Q) von											
			1000	2000	3000	5000	10000	20000	30000	50000	100000	150000	200000	300000
	m		cbm	cbm	cbm	cbm	cbm	cbm	cbm	cbm	cbm	cbm	cbm	cbm
Durch Menschen (Kosten der Gleise für ein Meter 100 Pfennige)	50	13	24	18	16	15	14	14	13	—	—	—	—	—
	100	15	31	23	20	18	17	16	16	—	—	—	—	—
	200	18	45	31	27	23	21	19	19	—	—	—	—	—
	300	21	49	40	34	29	25	23	22	—	—	—	—	—
	400	24	73	48	40	34	29	27	26	—	—	—	—	—
	500	26	86	56	46	38	32	29	28	—	—	—	—	—
	600	29	100	64	53	43	36	33	32	—	—	—	—	
	700	32	114	73	59	48	40	36	35	—	—	—	—	—
	800	35	128	81	66	54	44	40	38	—	—	—	—	
	900	38	142	90	73	59	48	43	41	—	—	—	—	—
	1000	41	156	98	79	64	52	47	45	—	—	—	—	—
	1200	47	183	114	93	74	60	53	50	—	—	—	—	—
Durch Pferde (Kosten der Gleise für ein Meter 150 Pfennige)	200	18	—	—	—	31	24	21	20	19	19	18	—	—
	300	20	—	—	—	36	28	24	22	22	21	20	—	—
	400	22	—	—	—	41	31	27	24	24	23	22	—	—
	500	23	—	—	—	46	34	29	27	26	25	24	—	—
	600	25	—	—	—	51	38	31	29	28	27	26	—	—
	700	27	—	—	—	56	42	34	32	30	29	28		
	800	29	—	—	—	61	45	37	34	32	31	30	—	—
	900	30	—	—	—	66	48	39	36	34	32	31	—	—
	1000	32	—	—	—	71	51	41	38	36	34	33	—	—
	1200	35	—		—	81	58	46	43	40	37	37	—	—
	1400	39	—	—	—	91	65	52	47	44	41	41	—	—
	1600	42	—	—	—	101	72	57	52	48	45	44	—	—
	1800	46	—	—	—	111	79	62	57	52	49	48	—	—
	2000	49	—	—	—	121	85	67	61	56	53	51	—	—
	2500	57	—	—	—	146	101	79	72	66	62	60	—	—
	3000	66	—	—	—	171	118	92	83	76	71	69	—	—
Durch Maschinen (Kosten der Gleise für ein Meter 400 Pfennige)	500	23	—	—	—	—	—	42	36	31	27	26	25	24
	1000	26	—	—	—	—	—	56	46	38	32	30	29	28
	1500	28	—	—	—	—	—	69	56	45	36	33	32	31
	2000	31	—	—	—	—	—	83	66	52	41	38	36	34
	3000	36	—	—	—	—	—	110	85	66	51	46	43	41
	4000	41	—	—	—	—	—	137	105	79	60	54	51	47
	5000	46	—	—	—	—	—	164	125	93	70	62	58	54
	6000	51	—	—	—	—	—	191	144	107	79	70	65	60
	7000	56	—	—	—	—	—	218	164	121	88	78	72	67
	8000	61	—	—	—	—	—	245	184	135	98	86	79	73
	9000	66	—	—	—	—	—	272	203	148	107	93	87	80
	10000	71	—	—	—	—	—	299	233	162	117	101	94	86

6. Preistabellen. Nach den in Tabelle XVI (s. S. 104) zusammengestellten allgemeinen Ausdrücken für die Kosten der Beförderung auf Schienengleisen und unter Zugrundelegung der in obigen, unter a) und b) gebrachten, Beispielen entwickelten Kosten der Schienengleise von 100 Pf. f. d. m bei der Beförderung durch Menschen und 400 Pf. bei derjenigen durch Maschinen, sowie unter der Annahme, dafs bei der Beförderung durch Pferde die Kosten für Gleise um 50 Pf. f. d. Meter höher werden, als bei der durch Menschen (vergl. § 22, S. 120), ist die Preistabelle XVII (S. 106) berechnet. Da die Kosten der Förderbahn, abgesehen von ihrer Unterhaltung, f. d. Kubikmeter geförderten Bodens von der Gröfse der Fördermasse, auf welche sie sich verteilen, abhängen, und es für manche Zwecke wünschenswert ist, die Kosten der Förderleistung ohne diejenige der Bahn zu bestimmen, so sind unter der Spalte „Förderpreise“ u. s. w. in der ersten Spalte die Förderpreise unter Ausschlufs der Kosten der Förderbahn und in den folgenden Spalten mit Einschlufs derselben angegeben.

Tabelle XVIII.

Bei verschiedenen Bauausführungen gezahlte Förderpreise f. d. cbm in Pfennigen.

Förderweite	Ausschliefslich der Vor- und Unterhaltung der Geräte			Einschliefslich der Vor- und Unterhaltung der Geräte				
	a. Venlo-Hamburger Bahn		b.	c.	d. nach Henz		e.	f.
m	Normalpreis	Höchster Preis	Moselbahn	Rheinische Bahn	Erde	Steine	nach Hellwag (Gotthard-Bahn)	nach Plefsner
25	9	11	12	14	—	—	20	12
50	13	14	17	17	13	16	24	
75	15	16	20	20	16	20	26	18
100	17	19	22	23	19	24	28	
150	21	24	27	28	25	31	32	24
200	25	28	31	32	30	39	36	30
250	29	32	34	36	33	42	40	35
300	33	36	37	40	36	45	43	40
350	36	40	40	44	38	48	46	45
400	40	44	42	48	41	51	50	
450	43	47	45	49	43	53	53	50
500	46	50	47	51	45	55	56	
600	48	54	49	55	49	61	61	55
700	50	57	51	59	53	67	66	60
800	53	59	53	63	56	70	70	63
900	56	62	55	66	58	73	75	68
1000	58	64	57	69	61	76	80	
1200	62	68	61	75	64	80	86	73
1400	66	72	65	81	67	84	93	76
1600	70	76	68	87	70	88	99	80
1800	73	80	73	93	73	92	106	84
2000	76	83	77	99	76	97	112	88
2500	82	89	85	109	84	104	120	98
3000	88	95	92	119	87	112	128	108
3500	94	101	97	129	92	119	—	118
4000	100	107	102	139	98	126	—	126
4500	103	110	106	149	103	133	—	133
5000	106	113	110	159	108	140	—	140

Die angegebenen Preise gelten für mittlere Bodenklassen, im Abtrage gemessen. Unter abweichenden Verhältnissen sind die einzelnen Posten, aus denen sich die gesamten Förderkosten zusammensetzen, den Umständen entsprechend zu erhöhen oder

zu vermindern. Insbesondere ist auf den Feuchtigkeitsgrad und auf die Auflockerung des Bodens Rücksicht zu nehmen, wie dies auch bei den Tabellen XIII bis XV bemerkt ist. Über den Einfluss der Steigungen vergl. § 17 (S. 98).

Zum Vergleich mit den für verschiedene Förderarten aufgestellten Preistabellen XIII bis XVII sind in Tabelle XVIII (S. 107) einige Preisangaben mitgeteilt, welche bei gröfseren Bauausführungen als Unterlagen gedient haben.

Die Preise gelten für wagerechte Bahn; für Steigungen wurden den Förderweiten zugesetzt:

für Spalte a. 25 bis 30 m f. d. Meter Steigung	für Spalte d. 30 m f. d. Meter Steigung
„ „ b. 25 m „ „	„ „ e. 12 m „ „

Bei der Venlo-Hamburger Bahn (s. Spalte a) wurden für Neubeschaffung und Ergänzung sämtlicher Geräte einschliefslich der Fahrbahnen an den gesamten Kosten für Lösen, Beförderung und Verbauen der Erd- und Felsmassen 10 bis 15% in Rechnung gestellt.

Zu den Preisen in Spalte a. bemerkt Funk in seinen „Mitteilungen über den Bau der Venlo-Hamburger Eisenbahn“:

„Die Preise der Tabelle für die Ausführung haben sich im allgemeinen als zutreffend erwiesen. Die Erfahrung beim Bau hat jedoch herausgestellt, dafs die Preise für die kleineren Arbeiten mit geringen, durch Handkarren und Handwagen zu bewegenden Erdmassen bei einem Akkordverdienst der Arbeiter von 2,50 bis 3 M. kaum ausreichen, während die Preise für die Arbeiten mit grofsen, mittels Lokomotivbeförderung auf gröfsere Entfernungen zu bewegenden Massen als reichlich hoch zu bezeichnen sind, was sich bei den Ausschreibungen dadurch klar herausstellte, dafs für solche Arbeiten bei der Anwendung der feststehenden Fördertabelle der Gewinnungspreis nicht unerheblich unter den Sätzen der Tabelle blieb. Durch diese ausgedehnte Anwendung der Lokomotivbeförderung, welche sich während des Baues der Bahn immer weiter ausbildete (so dafs z. B. auf der zuletzt in Angriff genommenen, 15 Meilen langen Bahnstrecke Bremen-Harburg 21 Lokomotiven bei den Erdarbeiten in Tätigkeit sich befanden), sind die Kosten der Erdarbeiten trotz der während des Baues namhaft gestiegenen Arbeitslöhne wesentlich ermäfsigt worden und haben die Kosten der Ausführung auf dem gröfsten Teile der Bahn die Sätze der Tabelle „für die Ausführung“ nicht erreicht, so dafs im ganzen eine namhafte Ersparung gegen die Kostenanschläge der Erdarbeiten sich herausstellte.“

§ 19. Bremsberg. Seil- und Kettenaufzüge. In Fällen, wo das Gelände so bedeutend ansteigt, dafs die Gleise ein für den gewöhnlichen Rollwagenbetrieb unzulässiges Gefälle erhalten würden, wendet man mit Vorteil den Seilbetrieb an. Dabei werden die Wagen auf zwei nebeneinanderliegenden schiefen Ebenen mittels eines Seiles, welches am oberen Ende um eine oder mehrere Scheiben geführt ist, hinaufgezogen und hinabgelassen. Die bergab fahrenden vollen Wagen ziehen dabei die leeren Wagen hinauf, wobei die Geschwindigkeit durch eine an der Seilscheibe angebrachte Bremsvorrichtung gemäfsigt wird.

Die zur Verwendung kommenden Seile sind meist Drahtseile, die für diesen Zweck eine Inanspruchnahme von 12 bis 15 **kg** f. d. **qmm** Eisendraht zulassen. Den Windetrommeln soll man bei Anwendung von Drahtseilen einen Durchmesser geben, der wenigstens 30mal so grofs als der des Seiles ist; bei starkem Gebrauche macht man sie wesentlich gröfser und zwar dem 100 bis 150fachen der Seilstärke gleich. Bei Anwendung von Hanfseilen wird das 6- bis 8fache ihres Durchmessers als zulässiges Mafs für den Trommeldurchmesser erachtet, aber auch hier empfiehlt es sich, bei starkem Gebrauch gröfsere Trommeln anzuwenden.

Um das Gleiten der Seile auf den Trommeln zu verhüten, darf der Bogen, um welchen das Seil gelegt wird, nicht zu gering sein. Der aus der einfachsten Anordnung mit einer Trommel sich ergebende Halbkreisbogen genügt meist nicht. Um den Umfang zu vergröfsern, kann man mehrere Trommeln anwenden, auch hohe Trommeln wählen zur Aufwindung der ganzen Seillänge, oder eine Trommel mit breiter, glatter Rille,

in welcher das mehrfach umschlungene Seil sich mit Hülfe von Führungsrollen verschieben kann. Erstere Anordnung ist die meist vorkommende.

Die Anzahl n der Umwickelungen der Trommel, welche nötig ist, um das Seil nicht gleiten zu lassen, ist durch den Ausdruck $\frac{0,8}{\mu} . log. \frac{P}{Q}$ zu bestimmen, worin μ den Reibungskoeffizienten für Seile auf Trommeln (bei Drahtseilen etwa $= 1/4$), P die am einen Ende des Seiles wirkende Kraft, Q die am anderen Ende wirkende Last bezeichnet. Die Steifigkeit der Seile ist dabei unberücksichtigt gelassen. Obiger Ausdruck entsteht aus:

$$P = e^{\mu\alpha} . Q; \quad log. \frac{P}{Q} = \mu\alpha . log\, e = \mu\alpha . log. 2{,}71828.$$

$$\mu\alpha = \frac{1}{log. 2{,}71828} . log. \frac{P}{Q}; \qquad \alpha = \frac{1}{\mu . 0{,}397} . log. \frac{P}{Q}; \qquad n = \frac{\alpha}{\pi},$$

$$n = \frac{1}{\mu . \pi . 0{,}397} . log. \frac{P}{Q} = \frac{0{,}8}{\mu} . log. \frac{P}{Q}.$$

Die Bremse wird zweckmäfsig am Umfange des Hauptrades angebracht und besteht aus bogenförmig gearbeiteten Holzklötzen, welche durch ein Gelenkband oder durch feste eiserne Kranzstücke mittels Hebel oder Schrauben an den Scheibenumfang gepreſst werden. Die Scheiben und Trommeln erhalten ihre Befestigung in einem hölzernen Rahmwerk, welches mit einem fest verstrebten Bockgerüst verbunden wird. Die Aufstellung geschieht an einem hohen Punkte im Einschnittgelände oder seitwärts davon.

In den Abb. 5 bis 10, Taf. II ist eine Bremsvorrichtung dargestellt, welche beim Bau der württembergischen Schwarzwaldbahn Anwendung gefunden hat.[55]) Um die vom Seil umfafsten Bogenteile der Scheibenräder genügend grofs zu erhalten, sind hier zwei Räder angeordnet, ein gröfseres von 3 m Durchmesser und ein kleineres, dem Hauptrade vorgelegtes mit einer Rinne am Umfange, während das gröfsere deren zwei hat. Beide Räder liegen wagerecht in einem hölzernen Rahmwerk. Von den beiden Seilscheiben wird die gröfsere durch einen am Umfang aufgesetzten gufseisernen Kranz gebremst, gegen welchen mittels Hebelübersetzung und Schraube als Backen zwei Blechkästen mit eichenen Hirnholzklötzen angepreſst werden. Auf dem Nebenrade ist noch eine im Grundrifs (s. Abb. 6) fortgelassene schmiedeiserne Bandbremse (s. Abb. 8) aufgesetzt, um bei Schnee und Reif, wenn das Seil sehr glatt geworden und stellenweise ein Gleiten eingetreten ist, angewendet zu werden.

Es hat sich indessen gezeigt, dafs das schmiedeiserne Band bei starkem Anziehen während der Bewegung sehr warm wurde, in Wellenbewegung geriet und dadurch ein stofsweises Bremsen veranlafste; es konnte deshalb keine grofse Kraft aufnehmen, während die Hauptbremse sehr gleichmäfsig und kräftig wirkte, so dafs der beladene, mit Marschgeschwindigkeit abwärtsgehende Zug auf ein gegebenes Zeichen jederzeit zum Halten gebracht werden konnte.

Die Leitrollen zur Führung des Seiles in das Maschinenhaus haben 3 Fufs Durchmesser (0,847 m), die kleineren, in Abständen von 30 bis 40 Fufs (8,6 bis 11,5 m) zwischen den Schienen angebrachten, einen Fufs Durchmesser (0,282 m).

Für den Seilbetrieb war hier zunächst eine Bahn mit 18 % Steigung in den Berg geschlitzt, auf welcher mit jedem Zuge 10 beladene Kippwagen 10 leere hinaufziehen sollten. Die Wagen wogen 13 Ztr. und hatten einen Fassungsraum von 1,2 cbm.

Das Drahtseil bestand aus 36 Drähten, 3 1/2 mm stark, von bestem Holzkohleneisen.

Der Fortgang des Einschnittbetriebes geschah durch Tieferlegung teils der eigentlichen Rampe, wobei die Zahl der Wagen entsprechend gesteigert wurde, teils

---

[55]) Mitteilung von Hennings, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1870.

der oberen Ebene. In Abb. 1 u. 2, Taf. II ist der Betrieb während des Überganges von 14% auf 8% Steigung der Bahn dargestellt. Abb. 3 u. 4 zeigen die Schienenlage für den Seil- bezw. für den Lokomotivbetrieb.

Zuletzt wurde auf 8%iger Bahn mit 20 Wagen gefördert, bis eine 5%ige Bahn eingeschlitzt war und Handbetrieb eintreten konnte.

Sollen die Seilebenen zum Heben von Abtragboden benutzt werden, etwa um aus einem Bahneinschnitt Massen zur Seite auszusetzen oder aus einer tiefer gelegenen Seitenentnahme Abtragmassen zu gewinnen, so mufs, weil dann die beladenen Wagen aufsteigen, die leeren hinabfahren, eine besondere Förderkraft angewendet werden. In der Regel hat man in solchen Fällen eine Dampfmaschine benutzt, welche die unter jedem Gleis befindlichen lotrecht gestellten Seilscheiben, um welche das Förderseil geschlungen ist, nach entgegengesetzten Richtungen in Drehung versetzt. Ein auf der Höhe der schiefen Ebene ebenfalls unter den Gleisen schräg liegendes Scheibenrad führt das Seil von dem einen Gleis nach dem anderen über. Der Abstand der lotrecht gestellten Seilscheiben vom oberen Endpunkt der schiefen Ebene wird mindestens der Länge eines Wagenzuges gleich genommen.

Eine andere Anordnung besteht darin, dafs das Zugseil in der zur Vermeidung des Rutschens erforderlichen Zahl von Windungen auf eine wagerecht liegende Trommel gewickelt wird und an dessen einem Ende die aufwärts, an dem anderen die abwärts fahrenden Wagen befestigt werden. Bei der durch die Fördermaschine bewirkten Drehung der Trommel wird dann das eine Seilende um ebenso viel abwärts bewegt, als das andere sich hebt.

Zur Beförderung von Auftragmassen aus nahe liegenden Seitenentnahmen hat man auch wohl die schiefe Ebene aus einer hölzernen Rüstung gebildet, die Dampfmaschine darunter gestellt und die Bewegung durch Riemenscheiben auf die Seilräder übertragen. Ein derartiger Betrieb ist beim Bau der Great-Western-Eisenbahn in England eingerichtet gewesen, wo die Bodenmassen zu einem 5,5 m hohen Damme von der Seite entnommen und die Grube, um ihre Flächenausdehnung des hohen Bodenwertes wegen möglichst zu beschränken, auf 7,5 m Tiefe ausgeschachtet wurde. Der schiefen Ebene hatte man hier eine Neigung von 1 : 3 gegeben und zum Betriebe eine 10pferdige Dampfmaschine aufgestellt.

In neuerer Zeit werden häufig zum Fortbewegen der Förderwagen Seile oder Ketten ohne Ende benutzt, welche an den Endpunkten der Förderbahn um wagerechte oder geneigte Scheiben laufen und entweder durch das Übergewicht der beladenen Wagen oder durch die Fördermaschine zum Heben der Erdmassen in Umlauf gesetzt werden. Dabei geschieht die Fortbewegung der Wagen selten in Zügen, meist werden die Wagen einzeln an das Zugseil oder die Zugkette mittels einfacher Vorrichtungen angehängt, bezw. bei der Kettenbeförderung von der Kette erfafst.

§ 20. Drahtseilbahnen und ähnliche Anlagen. Drahtseilbahnen bestehen aus Drahtseilen, die über dem Erdboden zwischen Stützen ausgespannt, an den Endpunkten verankert oder an Gerüsten festgelegt sind und auf denen Rollen mit darunter hängenden Fördergefäfsen laufen, welche mittels Zugseilen durch feststehende Maschinen oder in sonst geeigneter Weise fortbewegt werden. Sie sind seit vielen Jahren bei Fabrikanlagen, Berg- und Hüttenwerken, Steinbrüchen u. dergl. zum Befördern von Rohstoffen, wie Kohlen, Erze, Steine, Ton, Kalk und anderen Gütern in Anwendung. Bei ihrer hohen Lage über dem Erdboden gewähren sie den Vorteil, zwischen den

Auf- und Abladestellen nur einen unbedeutenden Raum an Land zu beanspruchen, und zwar nur so viel, als zum Aufstellen der die Seile tragenden Stützen erforderlich wird, während das von den Seilen überspannte Gelände seiner bisherigen Benutzung nicht entzogen zu werden braucht. Unebenheiten des Geländes, Wege, Flüsse und Täler von nicht allzugrofser Breite beeinflussen die Anlage der Seilbahnen kaum, wenigstens in nur geringem Grade. Steigungen sind mit ihnen leichter zu überwinden, als mit den meisten sonst gebräuchlichen Förderbahnen.

Statt eigentlicher Drahtseile können auch Rundeisenstangen und Schienen Verwendung finden, wenn in nicht zu grofsen Abständen geeignete Stützen angebracht werden können. Daraus haben sich verschiedene Anordnungen entwickelt, die im Nachstehenden gesondert, so weit sie dem Erdbau dienen können, besprochen werden.

1. **Drahtseilbahnen.** Für die Anwendung der Drahtseilbahnen beim Erdbau bietet sich in den gewöhnlich vorliegenden Fällen selten Gelegenheit; unter besonderen Verhältnissen hat man sie aber auch hier mit Vorteil benutzt. Ein Beispiel aus der neueren Zeit liefert der Bau der Nebenbahn von Lage nach Hameln, welche dem Plane gemäfs kurz vor letztgenannter Stadt am linken Weserufer einen vorspringenden Kopf des Klütberges mittels eines 310 m langen Tunnels durchsetzt, dann die Weser und zwei Uferstrafsen auf einer eisernen Brücke von ungefähr 350 m Länge überschreitet und sich auf dem rechten Ufer mit einem durchschnittlich 5 m hohen Damm an die bestehende Bahnlinie Hannover-Altenbeken anschliefst. Der Damm auf dem rechten Weserufer erforderte zu seiner Herstellung etwa 110000 cbm Boden, von denen nach Lage der Verhältnisse 50000 cbm aus dem kurzen Voreinschnitt zwischen Tunnel und Weserbrücke entnommen und über die Weser befördert werden mufsten. Mit der Ausführung dieser Bodenbeförderung, von der die Inangriffnahme des Tunnels abhing, konnte bis zur Fertigstellung der Weserbrücke nicht gewartet werden und da die Herstellung einer hölzernen Arbeitsbrücke der hohen Kosten und der örtlichen Verhältnisse wegen nicht zweckmäfsig erschien, so entschlofs sich der Unternehmer, dem der Bau des Tunnels mit dem Voreinschnitt, sowie die Dammschüttung übertragen und die Art des Betriebes freigestellt war, zu einer Drahtseilbahn für die Beförderung über die Weser. Über diese bemerkenswerte Anlage entnehmen wir einem Aufsatze des Abteilungsbaumeisters Frohm[56]) folgendes:

Die allgemeine Anordnung der zur Ausführung gekommenen Drahtseilbahn ist aus Abb. 11, Taf. II ersichtlich. *A* ist die Beladestelle, wo die beladenen Fördergefäfse an die Drahtseile gehängt und die leeren abgenommen werden. *B* ist die Entladestelle, auf welcher die beladenen Gefäfse ihren Inhalt in gewöhnliche Förderwagen unter Vermittelung von Schüttrinnen entleeren und dann leer nach der Beladestelle zurückgesandt werden. Die Drahtseile waren nur in wenigen Punkten durch hölzerne, über 10 m hohe Gerüste mit Lagersätteln für die Laufseile unterstützt, so dafs die Weser durch eine einzige Öffnung von 195,6 m Weite überspannt war. In der Mitte dieser grofsen Öffnung hing das Laufseil für beladene Wagen bei voller Belastung etwa 9 m nach unten durch, wobei jedoch zwischen der Unterkante der Fördergefäfse und dem höchsten schiffbaren Wasserstand noch genügend Raum für den Durchgang der Schiffe verblieb. Die an der Beladestelle vorbeiführende Hameln-Pyrmonter Chaussee war mit einer hölzernen Schutzbrücke versehen, um den Strafsenverkehr gegen herunterfallende Erde und Steine zu schützen.

Es waren zwei Drahtseile als Laufseile 2 m voneinander entfernt und in gleicher Höhe parallel laufend angebracht, ein Seil von 33 mm Durchmesser für beladene Wagen, ein anderes von 23 mm Durchmesser für leere Wagen. Ein drittes, tiefer liegendes Seil ohne Ende setzte als Zugseil die Wagen in Bewegung. Die mit fünffacher Sicherheit berechneten Laufseile waren an der Beladestelle fest mit einem verankerten Holzgerüst verbunden, wogegen sie an der Entladestelle, eine elastische Laufbahn

[56]) Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 485 u. ff.

bildend, über Rollen geführt und durch Gewichte angespannt waren. Das endlose Zugseil von 15 mm Durchmesser, welches dreizehnfache Sicherheit gegen Zerreifsen bietet, war an beiden Enden über wagerechte Seilscheiben von 2 m Durchmesser geführt, von denen die Seilscheibe an der Beladestelle verschiebbar auf einem Schlitten lagerte, so dafs durch ein Gegengewicht ein Anspannen des Zugseiles möglich wurde, um die zur Kraftübertragung erforderliche Reibung auf der mit Hirnleder ausgekleideten Antriebscheibe zu erzeugen. Im übrigen wurde das Zugseil auf der Strecke von den Wagen selbst oder in Ermangelung solcher von eisernen Schutzrollen getragen, die, auf den Unterstützungen der Laufseile angebracht, das Seil vor der Berührung mit dem Erdboden schützten. Der Antrieb des Zugseiles erfolgte mittels Riemen und konischer Radübersetzung durch eine neben der Entladestelle aufgestellte achtpferdige Dampfmaschine mit stehendem Kessel.

Die zur Aufnahme der Erd- und Felsmassen bestimmten Fördergefäfse (s. Abb. 12 u. 13, Taf. II) bestanden aus einem Gehänge mit oberem Querstück, der Kuppelungsvorrichtung und dem Kasten, welcher $^1/_4$ bis $^1/_5$ cbm Einschnittmasse fafste, je nachdem der Boden aufgelockert war. Die Kuppelungsvorrichtung diente dazu, den Wagen mit dem in Bewegung befindlichen Zugseil zu verbinden; sie trug eine kleine, auf einem Zapfen lose laufende ausgekehlte Rolle, die unter den Laufrädern des Wagens und mit ihnen in einer Ebene lag. Wenige Millimeter über dieser Seilrolle lag ein ausgekehlter, doppelt-exzentrisch geformter Körper, der durch eine einfache Hebelvorrichtung lotrecht bewegt werden konnte.

Lag nun das Zugseil zwischen der Seilrolle und dem Exzenter, und wurde das letztere durch die Hebelvorrichtung auf das Seil gepreſst, so bewirkte ein Ziehen am Seil, dafs sich das letztere vermöge der Reibung zwischen Seil und Exzenter ein wenig drehte und dadurch die Pressung noch vergröfserte. Auf diese Weise wurde der Wagen mit dem Zugseil durchaus sicher verbunden und bewirkte daher seine eigene Bewegung und gleichzeitig auch eine Bewegung des Wagens. An beiden Endstellen war ein entsprechend geformter Ausrücker angebracht, welcher durch einfache Berührung mit der Kuppelungsvorrichtung eine lotrechte Verschiebung des Exzenters nach oben bewirkte und dadurch die Verbindung des Wagens mit dem Zugseil löste.

Das Gehänge ist aus Flacheisen gebildet, dessen beide Schenkel unten je in einen offenen Haken zur Aufnahme des Wagenkastens endigen, oben aber mittels des Querstückes die beiden gufsstählernen Laufräder aufnehmen, die scharf ausgekehlt sind, um das Ablaufen vom Seil zu verhindern. Eine Entgleisung ist auch deshalb ausgeschlossen, weil der Schwerpunkt des Wagens bedeutend unter dem Stützpunkte, d. h. unter den beiden Laufrädern liegt.

Sowohl an der Beladestelle (s. Abb. 14 u. 15) als an der Entladestelle (s. Abb. 16 u. 17) müssen die Gehänge einen Halbkreis beschreiben, um von der für die Ankunft leerer Wagen bestimmten Seite nach der Seite für die beladenen Wagen zu gelangen oder umgekehrt. Dies wäre auf einem Halbmesser von 1 m, wie er sich aus der 2 m betragenden Entfernung der Laufseile ergibt, nicht möglich gewesen. Aus diesem Grunde, sowie auch um mehr Platz zu gewinnen, waren auf den Stationen besondere Hängeschienen eingeschaltet, die bis auf 5 m allmählich auseinandergingen und nach einem Halbmesser von 2 m gebogen waren. Die Gehänge der Wagen wurden mittels einer Zungenschiene auf die Hängeschienen übergeleitet, unter gleichzeitiger Lostrennung vom Zugseil, und konnten dann auf der Hängeschiene nach der entgegengesetzten Seite geschoben werden.

Die Zufuhr der beladenen Wagen geschah nun in folgender Weise. Die Wagenkasten hatten an den Stirnwänden Schildzapfen, die sich in die Haken der Gehänge einlegten. Von der Beladestelle wurden in den Voreinschnitt hinein zwei Schmalspurgleise von 0,50 m Spurweite gelegt, auf denen niedrige eiserne Unterwagen liefen, die so eingerichtet waren, dafs sie zwei der Wagenkasten aufnehmen konnten. Indem das eine Gleis für beladene, das andere für leere Wagen bestimmt war und beide Gleise an der Beladestelle durch einen Bogen von 2,5 m Halbmesser miteinander verbunden wurden, konnten die Untergestelle von einem Gleis auf das andere geschoben werden. Die beiden auf einem Unterwagen stehenden beladenen Förderkasten wurden durch zwei Arbeiter an die Beladestelle geschoben, ein dritter Mann hakte das Gehänge über die Schildzapfen der Kasten und schob das Ganze vor. Da nun die obere Hängeschiene, welche durchschnittlich 2 m höher lag, als das Gleis für die Unterwagen, in der Fahrrichtung ein wenig stieg, letzteres dagegen in dieser Richtung etwas fiel, so hoben sich die Kasten von dem Unterwagen ab; dieser wurde nun an die Seite für leere Wagen geschoben, während die beiden nunmehr in den Gehängen ruhenden Kasten in entsprechenden Zwischenräumen an das Zugseil gekuppelt und abgefahren wurden. An der anderen Seite der Beladestelle fand mit Bezug auf die leeren Kasten ein umgekehrter Vorgang statt. Indem die obere Hängeschiene in der Fahrrichtung etwas fiel und das Gleis für den Unterwagen in derselben Richtung ein wenig stieg, hob sich der Förderkasten aus den Haken der Gehänge und setzte sich auf einen bereit gestellten Unter-

wagen. Nachdem der Unterwagen seine beiden Kasten aufgenommen hatte, wurde er in den Arbeitsschacht zurückgefahren, um die Kasten wieder füllen zu können. Die Unterwagen mit den Kasten mufsten im Arbeitsschacht stets gedreht werden, damit sie für das Auskippen an der Entladestelle — was nur nach einer Seite geschehen konnte — richtig im Gehänge lagen. Dieses Umwenden geschah etwas gewaltsam auf einer einfachen Blechplatte.

An der Entladestelle spielte sich folgender Vorgang ab. Das beladene Fördergefäfs wurde durch einen Ausrücker selbsttätig von dem Zugseil losgekuppelt und lief unter Vermittelung einer Zungenschiene vom Laufseil ab und auf ganz ähnliche Hängeschienen auf, wie sie oben beschrieben wurden. Ein Arbeiter erfafste das Gefäfs, löste eine seitliche Gabel und schüttete den Inhalt durch einfaches Umkippen in die Schüttrinnen aus, die ihrerseits in untenstehende gewöhnliche Förderwagen sich entleerten. Durch Hand- oder Lokomotivbetrieb wurde nun das weitere Einbauen besorgt. Beide Endstellen waren durch ein elektrisches Klingelwerk zum Zeichengeben miteinander verbunden.

Die Anlagekosten der ganzen Einrichtung haben etwas über 23000 M. betragen, wovon jedoch der beim etwaigen Verkauf der Maschine, der Seile, Wagen, Holzteile u. s. w. gelöste Betrag abzuziehen wäre. Gefördert wurden durchschnittlich täglich 700 Wagen oder rund 140 cbm. Die Wagen folgten einander in Zwischenräumen von 40 Sekunden und bei $1^3/_4$ m Zugseilgeschwindigkeit in Entfernungen von 70 m, so dafs die grofse Mittelöffnung höchstens durch drei beladene Wagen belastet wurde. Bei voller Ausnutzung hätte die Seilbahn noch erheblich mehr leisten können; das Lösen und Laden der Erd- und Felsmassen war in dem engen Arbeitsschacht indessen ziemlich schwierig und erlaubte keine stärkere Zufuhr zu der Beladestelle.

Die Betriebskosten für die eigentliche Förderung über die Weser betrugen täglich:

für Kohlen	6,— M.
„ Maschinenwärter	4,50 „
„ 3 Arbeiter auf der Beladestelle	9,— „
„ 3 „ „ „ Entladestelle	9,— „
„ Schmiermittel der Laufseile, Wagen u. s. w. einschliefslich der Taglöhne für das Schmieren und Reinigen . .	6,50 „
Zusammen . .	35,— M.,

demnach belaufen sich die Kosten für 1 cbm auf $\frac{35}{140} = 0{,}25$ M.

Die Anlage hat sich gut bewährt; Betriebsstörungen waren nicht zu verzeichnen, auch sind Unglücksfälle nicht vorgekommen. Die Ausführung der Erd- und Tunnelarbeiten war dem Unternehmer S. Klinge in Barmen übertragen, die Seilbahn wurde von der Firma Bleichert & Co. in Leipzig-Gohlis nach eigener, teilweise patentierter Bauart in etwa 5 Wochen hergestellt.

Die Anlagekosten der Bahn mit Zubehör berechnen sich f. d. Kubikmeter geförderten Boden wie folgt:

Bei 140 cbm täglicher Förderung ist die Arbeit in $\frac{50000}{140} = 357$ Tagen zu leisten. Die Zinsen von 23000 M. zu jährlich 4% ergeben für $1^1/_2$ Jahre 1380 M., f. d. Kubikmeter $\frac{1380 \cdot 100}{50000} = 2^3/_4$ Pf. Unter der Annahme, dafs die Materialien der Bahn und die Betriebsmittel nach gemachtem Gebrauch 50% der gesamten Anlagekosten, also 11500 M. an Wert behalten, kommen hiervon auf das Kubikmeter $\frac{11500 \cdot 100}{50000} = 23$ Pf.

Die Gesamtkosten für Betrieb und Anlage stellen sich danach auf $25 + 2^3/_4 + 23$ = rd. 51 Pf. f. d. Kubikmeter geförderten Boden bei 425 m Förderweite.

2. Stangen- oder Schwebebahn. An Stelle der Drahtseile hat man für eine Erdbeförderung bei der Strafsburger Befestigung die Laufbahn aus zwei parallelen, im Abstande von 1,75 m ausgespannten Rundeisenstangen von 26 und 30 mm Durchmesser hergestellt, die bis zu Längen von 50 m aus kürzeren Stäben an Ort und Stelle zusammengeschweifst und dann durch stählerne Kuppelungen zusammengefügt waren. Die Vorrichtung war bestimmt, den bis zu einer Tiefe von 7 m aus neuen Wallgräben ausgeschachteten Boden 600 bis 900 m weit fortzuschaffen, um ihn zur Ausfüllung alter Gräben zu verwenden. Der Endpunkt der Bahn an der Beladestelle wurde bis auf

die Sohle der späteren Ausschachtung, 7 m unter der Oberfläche gelegt, um die Förderwagen stets bequem beladen zu können. Die Bahn war von der Grube aus zunächst mit $^1/_{10}$ Steigung bis zum Bahnhof, dann in 8 m Höhe über die Bahnhofsgleise und weiter bis zur Entladestelle wagerecht geführt. Die ganze Länge betrug 910 m. Zwischen den Endstationen waren die Laufdrähte durch 40 hölzerne Stützen getragen, welche meist 40 m, an einigen Stellen aber bis zu 95 m voneinander entfernt standen. Die Fortbewegung der Wagen mittels eines von einer Lokomobile mit 1,13 m Geschwindigkeit i. d. Sekunde getriebenen Drahtseiles ohne Ende, die Verspannung der Drähte und die Kuppelung der Wagen an das Zugseil wurden in ähnlicher Weise wie bei dem vorerwähnten Beispiele bewirkt. Die Lokomobile hatte eine Stärke von 8 Pferdekräften, von denen aber zum Betriebe 2 bis 3 genügten.[57])

3. H. A. Carsons Vorrichtung zum Ausheben und Verfüllen von Baugruben für Rohrleitungen und Kanäle ist eine Anlage, die hier erwähnt werden mufs, da sie ähnliche Fördergefäfse wie die Drahtseilbahnen in ähnlicher Weise verwendet, nur dafs die Förderbahn hier aus Schienen besteht, welche an einem eisernen, über der Grube aufgestellten, sie zum Teil überdeckenden Gerüst als Hängebahn befestigt sind.

Die Fortbewegung der als „Fördergerüste“ dienenden, an Rollwagen angehängten Eimer oder Kübel erfolgt sowohl hinab zur Beladestelle, als auch hinauf und in wagerechter Richtung über der Baugrube in Zügen von vier oder mehr Eimern durch eine am Endpunkte des Gerüstes aufgestellte Dampfmaschine, ohne dafs ein Umhängen der Eimer erforderlich wird. Das Gerüst wird in seiner Breiten- und Längenausdehnung, sowie in seiner Aufstellungsweise den gegebenen Verhältnissen stets angepafst werden müssen, kann aber immer so hergestellt werden, dafs seine Länge einem bestimmten Bauabschnitt entspricht, nach dessen Herstellung das ganze Gerüst durch die Maschine selbst um seine Länge vorgerückt wird. Ist die Baugrube sehr breit, wie z. B. bei Anlage unterirdischer Bahnen, so wird man sie zweckmäfsig ganz überdecken und nur einen Streifen offen lassen, der gerade breit genug zur Errichtung des erforderlichen Gerüstes ist. Dabei ist zu beachten, dafs Wagen, die aus einer die Baugrube kreuzenden Strafse kommen, ungehindert über die Baugrube an der Kreuzungsstelle hinüberfahren können. Zur Herstellung von Wasserleitungen, Entwässerungsanlagen und Untergrundbahnen ist die Carson'sche Vorrichtung in Amerika vielfach verwendet worden und hat bei derartigen Bauausführungen gegenüber dem gewöhnlichen Betriebe städtischer Kanalarbeiten namentlich den grofsen Vorzug gezeigt, dafs auch in schmalen Strafsen keine Störung des Strafsenverkehrs herbeigeführt wurde. In Boston z. B. wurden in Strafsen von nur 7,5 m Fahrbahnbreite Kanalbauten nach dieser Ausführungsweise vorgenommen, ohne dafs die Strafsen abgesperrt zu werden brauchten.

Das Nähere dieser sinnreichen Einrichtung ist aus den unten angegebenen Quellen zu ersehen.[58])

§ 21. Erdbewegung mittels Schraper ***(scrapers).*** Diese in den Vereinigten Staaten von Amerika zur Herstellung von Eisenbahnen, Strafsen, Deichen u. s. w. bei Förderweiten bis zu etwa 400 m häufig angewandte Erdbewegung unterscheidet sich von den bisher besprochenen Beförderungsarten dadurch, dafs das Aufladen und Fortschaffen

---

[57]) Deutsche Bauz. 1877, S. 269. In dem Aufsatze wird erwähnt, dafs unter den zahlreichen von Bleichert, dem Erbauer obiger Bahn, ausgeführten Anlagen sich auch solche von 2200 m Länge, mit Steigungen bis zu $1 : 3^1/_2$ und für eine tägliche Fördermasse von 350 bis 400 cbm befinden.

[58]) Zentralbl. d. Bauverw. 1883, S. 276 ff. — Österr. Monatsschr. f. d. öffentl. Baudienst 1896, S. 26.

des Bodens mittels eines und desselben Gerätes und zwar, unter nur geringer Beihülfe von Arbeitern, im wesentlichen durch Pferde verrichtet wird. Das dabei benutzte Gerät, der Schraper *(scraper)* ist eine mit Seitenwänden und Rückwand versehene Schaufel, bei deren Vorwärtsbewegung der Boden aufgeschaufelt und ohne Aufenthalt zur Abladestelle gefördert wird. Die diesem Betriebe zugrunde liegende Absicht ist, da, wo Dampfkraft nicht verwendet werden kann, die grobe Arbeit des Lösens, Ladens und Fortschaffens möglichst tierischen Kräften zuzuweisen und dabei den Boden nicht höher zu heben, als durchaus notwendig ist. Der Grundgedanke ist gewifs beachtenswert; ob aber seine Verwirklichung auch in anderen Ländern, als solchen, wo der Tagelohn sehr hoch ist oder wo Menschenkräfte für rohe Erdarbeit nicht zu haben sind, wie etwa in tropischen Gegenden, besondere Vorteile bietet, ist sehr zweifelhaft. Europäischen, namentlich deutschen Verhältnissen wird sich der genannte Betrieb schwer anpassen lassen.

Immerhin ist er bedeutsam genug, um hier näher besprochen zu werden. Die folgenden Mitteilungen sind einem Aufsatze des Zivilingenieurs Chas. F. Müller zu Houston in Texas entnommen[59]), der das Verfahren beschreibt, wie es in Amerika zur Anwendung kommt.

Nur solche Erde kann unmittelbar mit dem Schraper bewegt werden, welche ohne weiteres mit der gewöhnlichen Schaufel zu lösen ist; alle anderen Bodenarten sind vorher mit anderen Werkzeugen aufzulockern. Letzteres geschieht fast ohne Ausnahme mit dem Pfluge. Je nach der Bodenart sind 50 bis 150 **kg** schwere Pflüge zu verwenden, wobei 2 bis 12 und mehr Pferde vorgespannt werden müssen. Bodenarten bis zur Festigkeit gut erhaltener Steinstrafsen werden in dieser Weise gelöst. Die Leistung schwankt natürlich sehr und beträgt für den Tag (von 10 Stunden wirklicher Arbeit) und Pflug in hartem Boden 250 bis 300 **cbm**, in Lehmboden 400 bis 500 **cbm**. Der Pflug lockert bei diesem Verfahren den Boden nicht so weit, wie es mit der Hacke zu geschehen pflegt, aber genügend, um mit dem Schraper verladen zu werden; unbedingt erforderlich ist aber, dafs zwischen je zwei Furchen kein Rücken gewachsenen Bodens stehen bleibt.

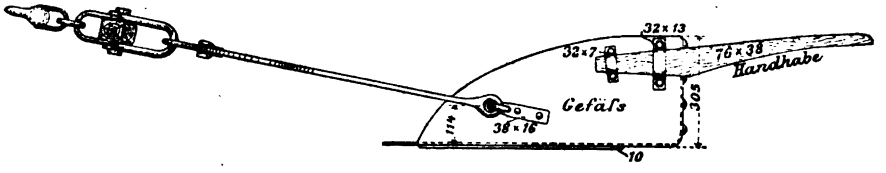
Die Schraper selbst werden in verschiedenen Anordnungen zur Ausführung gebracht und lassen sich in drei Gruppen teilen:

a) Schlepp-Schraper (*Drag scrapers*), bei denen das Gefäfs auf dem Boden geschleppt und so befördert wird;

b) Rad-Schraper (*Wheel scrapers*), bei denen das Gefäfs von einer Achse mit zwei Rädern getragen wird, und

c) Wagen-Schraper, bei denen das Gefäfs von der Plattform eines vierrädrigen Wagens herabhängt.

Abb. 95. *Schlepp-Schraper.* M. 1 : 18.



a) Der Schlepp-Schraper ist die älteste Form dieser Geräte. Er besteht aus einem an der Vorderseite und oben offenen Gefäfs mit Handhaben an beiden Seiten und mit einem an Haken drehbaren eisernen Zugrahmen, an dem der Zugring in der Regel drehbar befestigt ist. Dieser Schraper ist schon über 50 Jahre in Gebrauch. Das Gefäfs wurde früher aus Holz gefertigt und mit Eisen beschlagen; jetzt wird es, von seltenen Ausnahmefällen abgesehen, etwa 80 cm lang und ebenso breit, nur noch von Eisen hergestellt, indem entweder aus der Grundplatte die Seiten und das Endstück aufgebogen und vernietet werden (vergl. Abb. 95)[60]), oder indem das Gefäfs aus einer weichen Flufseisen-

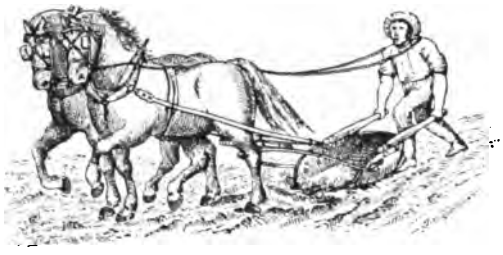
[59]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1891, S. 21 u. ff.

[60]) Nach Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1891, Bl. 3, Fig. 4.

oder auch Stahlplatte in die gewünschte Form gepreſst wird, was in neuerer Zeit meist geschieht, da die so hergestellten Schraper leichter sind und besser der Abnutzung widerstehen als die genieteten. Um den Boden der Gefäſse mehr gegen Abnutzung zu schützen, werden zuweilen noch besondere Bodenplatten oder auch zwei Rippen untergenietet; indessen geschieht dies nur selten, weil die versenkten Nietköpfe bald abgenutzt und dann die Platten lose werden. Der einfache Boden hält in kiesigem Boden oder scharfem Sande etwa ein Baujahr, d. i. 8 bis 9 Monate, in leichteren Bodenarten zwei- bis dreimal so lange. Diese Schraper werden in Gröſsen von $^1/_{12}$ bis $^1/_6$ cbm Inhalt hergestellt, wiegen 40 bis 60 kg und kosten 40 bis 60 M.

Das Laden und Fortschaffen des Bodens mit dem Schlepp-Schraper geschieht nun in folgender Weise. Nachdem der Boden durch Pflügen gelockert worden ist, beginnen die Schraper-Gespanne ihre Arbeit (vergl. Abb. 96).[61]) Nur ausnahmsweise ladet der Pferdetreiber selbst, bei regelmäſsiger Erdarbeit ist immer ein besonderer Arbeiter, der Schraperhalter, da, welcher das Laden der 3 bis 6 und mehr in einer Abteilung arbeitenden Schraper ausführt, während der Pferdetreiber nur die richtige Leitung der Pferde besorgt. Der Schraperleiter weist dabei dem ankommenden Gespanne den Platz an, wo geladen werden soll, erfaſst die Handhaben, um das Gerät in der zum Aufschaufeln der Erde erforderlichen Lage zu halten, und läſst diese erst wieder los, wenn der Schraper vollständig beladen ist, um dieselbe Verrichtung bei dem nächst ankommenden Gespanne zu wiederholen. Der beladene Schraper wird, ohne daſs jemand die Handhaben hält, nach der Entladestelle geschleppt. Dort angekommen hebt der Pferdetreiber die Handhaben so weit, daſs die vordere Kante des Schraperbodens in die Erde eingreift, worauf der Zug der immer in Bewegung bleibenden Pferde das vollständige Umkippen besorgt. Wenn der Schraper entladen ist, faſst der Pferdetreiber wieder eine oder beide Handhaben, hebt den Schraper frei in die Luft und dreht ihn in die frühere Lage zurück, in der er wiederum nach der Beladestelle gezogen wird.

Abb. 96. *Schraper-Gespann.*



Alle diese Verrichtungen, des Beladens, Fortschaffens und Entladens, erfolgen, ohne daſs das Gespann zum Stillstande kommt. Bei regelmäſsigem Betriebe bleiben die Pferde den halben Tag in dauernder Bewegung. Aus der Beschreibung des Arbeitsvorganges ist ersichtlich, daſs nur der Schraperhalter beim Beladen einigermaſsen Kraft zu entwickeln braucht; ein Arbeiter, der den Pflug führen kann, ist stark genug, um das Laden des Schrapers zu besorgen. Der Pferdetreiber ist gewöhnlich ein junger, nicht besonders starker Arbeiter. Das Gespann besteht immer aus zwei Pferden, wiewohl in den meisten Fällen ein Pferd ausreichend sein würde. Die als am brauchbarsten befundenen Pferde sind starke Ackerpferde, welche an langsame, regelmäſsige Arbeit gewohnt sind. Zu junge oder zu feurige Pferde werden in wenigen Monaten arbeitsunfähig. Der Schlepp-Schraper wird nur auf kurze Entfernungen, mit Vorteil nur etwa bis auf 50 m verwendet. Gewöhnlich sind zwei Schraper-Abteilungen einem Aufseher unterstellt, welcher zugleich die Arbeit des Pflügens überwacht.

Beispielsweise wird der Arbeitsgang zur Anschüttung eines Eisenbahndammes aus zu beiden Seiten desselben gelegenen Seitenentnahmen geschildert. Die Herstellung des Dammes erfolgt in Lagen von $^1/_2$ m Dicke und es wird aus jeder Seitenentnahme immer nur die eine nächstliegende Hälfte des Dammes geschüttet. Der Weg, welchen die Gespanne machen, ist annähernd kreisförmig. An der Entladestelle wird stets gegen die vorhandene Schüttung gefahren, niemals auf diese, um die Böschung hinab zu entladen. Dämme werden in dieser Weise bis auf etwa 4 m Höhe angeschüttet.

Es ist beobachtet worden, daſs bei Schrapern, welche 0,14 cbm gewachsenen Boden fassen und in Ziegelerde von gewöhnlicher Bodenfeuchtigkeit arbeiten, der Ladeweg, d. i. der Weg vom Beginn des Aufschaufelns bis zur vollständigen Füllung des Gefäſses, 3 bis 9 m, die dazu gebrauchte Zeit 3 bis 7 Sekunden betrug. Die Pferde bewegen sich bei kurzem Förderwege mit einer Geschwindigkeit von etwa 0,9 m i. d. Sekunde, wobei Steigungen und Gefälle bis 1 : 6 ohne merklichen Einfluſs auf die Geschwindigkeit bleiben.

Bei regelrechtem Betrieb soll der ganze Arbeitsplatz eine Oberfläche ohne Gruben und gröſsere Unebenheiten zeigen, da immer nur eine Lage von der Tiefe einer Furche abgehoben wird und die Ladestellen nach und nach gewechselt werden, bis überall diese Schicht entfernt ist. Die Aufträge

[61]) Daselbst Bl. 4, Fig. 4.

werden während der Arbeit unausgesetzt durch die darüber hingehenden Arbeiter, Pferde und Schraper verdichtet, so dafs nach Schlufs der Arbeit in der Regel nur ein geringes nachträgliches Setzen erfolgt. Die Einebnungs- und sonstigen Nebenarbeiten werden mit dem Schraper ohne Zuhülfenahme eines anderen Gerätes ausgeführt.

Zahlreiche Versuche sind gemacht worden, um einen leichten, selbsttätig arbeitenden Verschlufs der Vorderseite des Gefäfses zu erhalten, haben aber keinen günstigen Erfolg gehabt. Mit Rücksicht auf den kurzen Weg der beladenen Gefäfse und den geringen Verlust an geladener Erde bei offenem Schraper erscheint ein solcher Verschlufs auch nicht notwendig oder zweckmäfsig.

b) Der Rad-Schraper entwickelte sich in den letzten 25 Jahren naturgemäfs aus dem Schlepp-Schraper. Die starke Reibung beim Schleppen des letzteren verhindert die Vergröfserung des Gefäfses und begrenzt die vorteilhafte Förderweite. Man hing daher das Gefäfs an einer von zwei Rädern getragenen Achse so auf, dafs es behufs Beladens hinuntergelassen und zum Fortschaffen des Bodens gehoben werden konnte.

Diese Schraper werden ebenfalls mit verschieden grofsen Gefäfsen gebaut; der Inhalt schwankt von 0,25 bis 0,45 cbm, das Gewicht beträgt 150 bis 270 kg und der Preis 180 bis 220 M.

Abb. 97 u. 98. *Rad-Schraper.* M. 1 : 25.

Abb. 97. Seitenansicht.

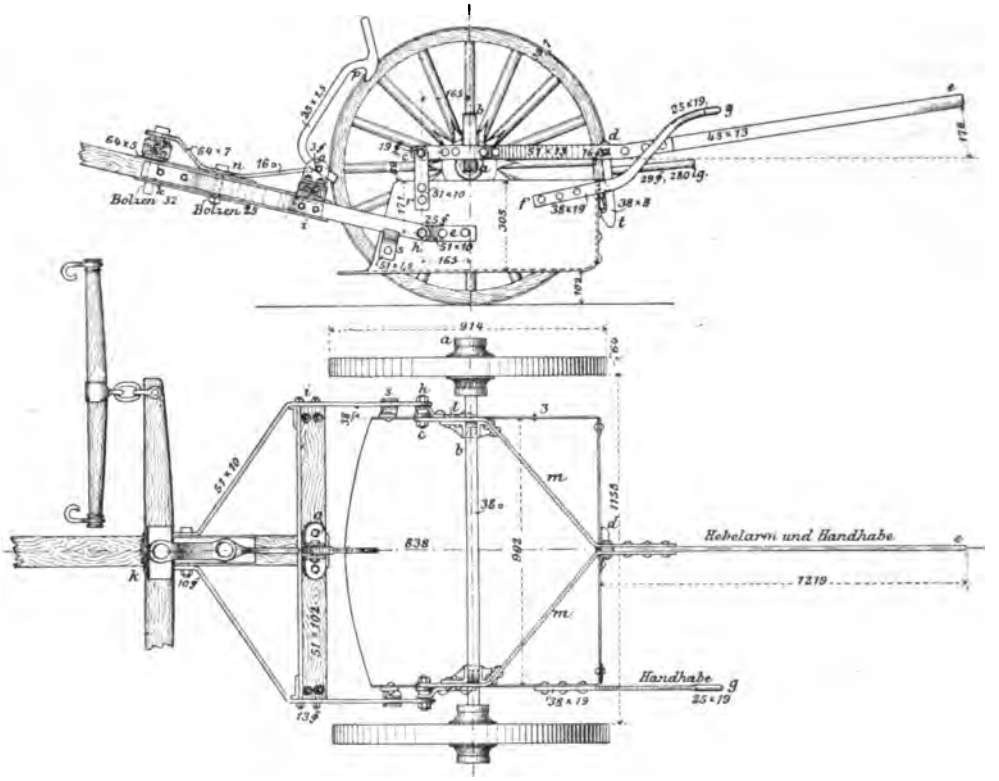


Abb. 98. Grundrifs.

Eine der einfachsten Formen des Rad-Schrapers ist die in den Abb. 97 u. 98[62]) dargestellte. Das Gefäfs wird während des Fortschaffens des Bodens in drei Punkten gestützt und so frei getragen. Zwei von diesen Unterstützungspunkten sind durch Bolzen *c* in den kurzen Enden eines zweiarmigen, gabelförmigen Hebels gebildet; von den Bolzen reichen drehbar damit verbundene lotrechte Hängeeisen nach den äufseren Seiten des Gefäfses hinab und sind hier mit diesem vernietet. Der Schwerpunkt des Gefäfses liegt rückwärts der beiden vorderen Unterstützungspunkte und das Gefäfs würde nach hinten

[62]) Nach Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1891, Bl. 3, Fig. 7 u. 8.

hinüberfallen, wenn es hier nicht noch durch das hakenförmige, mittels eines Bolzens drehbar mit dem längeren Arme des Hebels verbundene Hänge- oder Fangeisen *t* gestützt wäre. Der gabelförmige Arm des Hebels ruht auf der quadratischen Achse und ist mit dieser fest verbunden. Der Schwerpunkt von Gefäfs und Hebel liegt rückwärts von der Achse, und um ein Hinabfallen nach hinten zu verhindern, ist an der Aufsenseite des Gefäfses ein Ansatz *s* angenietet, der sich gegen den Zugrahmen stützt. Wenn bei der in der Abb. 97 gezeichneten Lage der lange Arm des Hebels gehoben wird, so fafst die vordere Unterkante des Gefäfses in den Boden und der Zug der Pferde bewirkt die weitere Kippbewegung, bis der Gefäfsboden aufrecht steht und der vordere Fanghaken *p* in einen Ansatz am oberen Rande der Rückwand greift, wodurch der Schraper in fast lotrechter Stellung gehalten und so zur Ladestelle zurückgeführt wird. Die eben beschriebene Bewegung wird jedesmal beim Entladen des Gefäfses ausgeführt. Nach Rückkehr zur Beladestelle wird die in Abb. 97 gezeichnete Lage wieder hergestellt, indem der Arbeiter das Gefäfs etwas nach vorn drückt, bis der vordere Fanghaken *p* frei wird, worauf dann das Zurückdrehen erfolgen kann. Zum Beladen fafst der Arbeiter mit der rechten Hand den langen Hebelarm, drückt ihn soweit nieder, dafs er den hinteren Fanghaken *t* lösen kann und das Gefäfs niedersinkt, worauf das Laden beginnt. Während des Ladens regelt die rechte Hand die Höhenlage des Gefäfses und die linke mittels der Handhabe *g* die Neigung des Gefäfsbodens. Letztere soll möglichst parallel mit der Erdoberfläche gehalten werden (s. Abb. 99).[63])

Abb. 99. *Rad-Schraper bei der Arbeit.*

Nur die kleinste Art Rad-Schraper kann übrigens von einem einzelnen Arbeiter beladen werden, die gröfseren erfordern zwei Mann für diesen Zweck. Diese gröfseren Schraper haben dann auch noch an der rechten Seitenwand eine Handhabe und der zweite Arbeiter hilft in der Weise, dafs er mit der linken Hand den Hebel und mit der rechten die rechtsseitige Handhabe hält.

Die Herstellung des Gefäfses geschieht in ähnlicher Weise wie beim Schlepp-Schraper. Aus den früher angegebenen Gründen wird aber statt des in der Abb. 97 gezeichneten genieteten Kastens in neuerer Zeit fast allgemein ein aus weichem Stahl gepreifster angewandt.

Die Geschwindigkeit der Pferde ist annähernd dieselbe beim Fortschaffen des beladenen Schrapers, wie des leeren. Beim Beladen und Entleeren wird sie auf etwa $^5/_6$ m in der Sekunde vermindert. Die Ladezeit soll ohne Rücksicht auf den Fassungsraum des Gefäfses für 1 cbm leichten Lehmbodens bei günstiger Witterung 60 Sekunden betragen, unter ungünstigen Verhältnissen 90 Sekunden und mehr. Die Entladezeit beträgt für alle Schraper und Bodenarten im Mittel 20 Sekunden vom Beginn des Entladens bis zu der Zeit, wenn der Schraper wieder in regelmäfsiger Bewegung ist. Nach unserer Quelle beginnt das Entladen am zweckmäfsigsten hart an der oberen Kante der Anschüttungsböschung; die zuerst in den Boden eingreifende Vorderkante des Gefäfses, sowie die vor dieser sich lagernde Erde wirken bremsend; es bildet sich dabei eine Böschung von etwa 1 : 5. Die Höhe der Schüttungslagen beträgt 3 bis 4 m bei Lehm und Sand, weniger bei steinigem oder grobkiesigem Boden. Der Weg von der Belade- zur Entladestelle und umgekehrt wird durch das Wenden der Fuhrwerke je um etwa 15 m gröfser als die gerade Entfernung zwischen beiden Stellen.[64])

---

[63]) Nach Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1891, Bl. 4, Fig. 11.

[64]) Den amerikanischen Radschrapern ähnliche Karren sind schon vor langen Jahren auch in anderen Ländern bekannt geworden. So ist auch dem Engländer Palmer im Jahre 1832 ein Karren zum Aufladen und Fortschaffen von Erde patentiert, bei dessen Fahren über den Erdboden hin an dem Karrengestell befestigte Pflugscharen die Erde lösen und an die hohlen, mit Scheidewänden nach Art der Wasserräder versehenen Radkränze abgeben, welche sie heben und in einen an der Achse des Karrens aufgehängten Kasten fallen lassen. Das

Die in neuerer Zeit wesentlich verbesserten Radschraper haben sich für mittlere Förderweiten und für Boden, der von Steinen, Wurzeln u. s. w. durchsetzt ist, auch wenn er sich in sehr feuchtem Zustande befindet, gut bewährt und die Verbesserungen des Kansas-City Radschrapers lassen in der Konstruktion, ausgenommen vielleicht die Verbesserung einiger Einzelheiten, wenig zu wünschen übrig. Dagegen sind die sogenannten „Drehschraper“ nur für die Förderung lufttrockener lockerer Ziegelerde für Trockengrofsziegeleien eingerichtet und haben sich auch nur für diese besondere Erdart gut gewährt.[65])

c) Die Wagen-Schraper, die mit vier Rädern versehen sind, werden in den Vereinigten Staaten fast ausschliefslich zur Regelung der Wege verwendet. Aufserhalb der Städte sind dort die Wege vielfach unbefestigt und es ist natürlich, dafs sie während des Herbstes und Winters, tief mit Schlamm bedeckt, gröfstenteils für beladene Wagen unbefahrbar sind. Um ihnen im Frühjahre wieder eine strafsenähnliche Form zu geben, wird die vorher gepflügte Erde von beiden Seiten gegen die Mitte des Strafsenkörpers entweder mit gewöhnlichen Schrapern oder mit Wagen-Schrapern bewegt und es wird in dieser Weise die erforderliche Wölbung der Strafse mit Gräben zu beiden Seiten hergestellt. Die lockere Erde wird sodann mit einer Strafsenwalze verdichtet und die Strafse ist fertig.

§ 22. Zur Wahl der Förderart. Die Bedeutung einer Förderarbeit hängt wesentlich von der Masse des zu befördernden Bodens, von der mittleren Förderweite und von der für die Ausführung zur Verfügung stehenden Zeit ab.

Bei der Entscheidung über die zu wählende Förderart wird man diese hinsichtlich der Kosten und der Leistungen zu prüfen und von den Kosten vorzugsweise diejenigen für die Zugkraft und für die Geräte einschliefslich der Förderbahnen in Betracht zu ziehen haben. Die Kosten der Zugkraft werden am gröfsten, wenn die Beförderung durch Menschen geschieht, geringer bei der Beförderung durch Pferde, am geringsten bei der Beförderung durch Maschinen, vorausgesetzt, dafs die Entfernung grofs genug ist, um die Kraft ausnutzen zu können. — Andererseits werden die Gerätekosten bei denjenigen Beförderungsarten am bedeutendsten, bei welchen die Zugkraft am wenigsten kostet.

Bei Vergleichung zweier Förderarten ergibt sich daher eine Förderweite, für welche die Kosten beider sich gleich stellen und diese Entfernung wird um so geringer werden, je gröfser die Massen sind, auf welche sich die Ausgaben für die kostspieligeren, die Anwendung der billigeren Zugkraft ermöglichenden Geräte und Förderbahnen verteilen.

Handelt es sich um bedeutende Massen, so wird beispielsweise die Einrichtung einer Lokomotivbahn sich schon bei geringer Entfernung empfehlen, während eine solche bei verhältnismäfsig grofsen Weiten ausgeschlossen bleibt, wenn die zu befördernden Massen nur gering sind.

Die Anwendung des Schiebkarrens beschränkt sich, abgesehen von denjenigen Fällen, in welchen gröfsere Arbeiten vorbereitet werden sollen, auf geringe Förderweite und geringe Fördermassen. Ein Vergleich der Preistabellen XIII (S. 99) und XVII (S. 106) zeigt, dafs die Beförderung auf Schienenbahnen durch Menschen schon bei 50 m Entfernung erheblich billiger als die Schiebkarrenbeförderung wird, wenn die Fördermasse wenigstens 2000 cbm, bei 100 m, wenn sie wenigstens 1000 cbm beträgt. Auf gröfsere Entfernungen ist die Schiebkarre nur bei ganz geringen Fördermassen (unter 1000 cbm) mit Vorteil zu benutzen.

Entleeren der Kasten erfolgt durch Öffnen von Klappen (siehe Dinglers polyt. Journ. 1832, S. 326—330). — Über einen von dem Franzosen Pallisard konstruierten Karren zum Lösen und Fortschaffen von Erde siehe Dinglers polyt. Journ. 1834, S. 285.

[65]) Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1895, S. 181.

Die Benutzung der Handkippkarren wird nach den Tabellen XIV und XVII ebenfalls schon bei 50 m Entfernung teurer als die Beförderung auf Schienenbahnen durch Arbeiter, wenn die Fördermasse wenigstens 2000 cbm beträgt, dagegen stellt sie sich bei nur 1000 cbm oder weniger günstiger als die Beförderung auf Schienengleisen.

Im Vergleich zur Beförderung mittels Pferdekippkarren wird nach den Tabellen XV und XVII der Betrieb auf Schienenbahnen durch Menschen für alle in der Tabelle XVII aufgenommenen Entfernungen bei Fördermassen von 5000 cbm und mehr billiger, bei solchen von 1000 cbm und weniger teurer; für dazwischen liegende Massen stellt sich bei geringen Förderweiten der Betrieb auf Eisenbahnen, bei gröfseren der Pferdekarrenbetrieb günstiger. Die Grenzen liegen für 2000, 3000 und 4000 cbm bezw. bei etwa 400, 700 und 1000 m.

Sind diese Vergleichszahlen auch nicht unbedingt maſsgebend, so zeigen sie doch, daſs sowohl der Schiebkarren-, als auch der Kippkarrenbetrieb nur innerhalb eng gezogener Grenzen vorteilhaft ist. Sie werden dann in Frage kommen, wenn die Beschaffung der für den Eisenbahnbetrieb erforderlichen Geräte und Materialien unter den örtlichen Verhältnissen umständlicher und kostspieliger wird, als die der einfacheren Geräte für den Kippkarrenbetrieb, welche in der Regel aus der nächsten Umgebung der Baustelle bezogen werden können. Über das Maſs von 400 m hinaus den Handkippkarrenbetrieb auszudehnen, verbietet sich schon aus Rücksichten für die Arbeiter, weil die Anstrengung dabei eine der Gesundheit schädliche wird.

Sonach ergibt sich die Beförderung auf Schienengleisen als diejenige, welche für alle gröfseren Arbeiten unter gewöhnlichen Verhältnissen die günstigsten Erfolge erwarten läſst. Bei Berücksichtigung des Umstandes, daſs sie durch das Wetter weniger beeinfluſst wird, als der Karrenbetrieb, wird man ihr häufig auch dann den Vorzug geben, wenn die übrigen Vergleichspunkte zu Gunsten des letzteren geringe Vorteile ergeben.

Ob die Beförderung auf Schienenbahnen für den Betrieb durch Menschen, Pferde oder Maschinen einzurichten ist, hängt von der Gröfse der Fördermasse und von der Entfernung ab.

Sieht man zum Zwecke des Vergleiches der Förderkosten auf vorhandener Bahn von den Kosten der Bahn vorläufig ab, so zeigt sich unter den der Zusammenstellung in Tabelle XVII zugrunde liegenden Annahmen, daſs die Beförderung durch Menschen auf Entfernungen bis zu 250 m, diejenige durch Pferde von 250 bis zu 500 m, darüber hinaus aber die Beförderung durch Maschinen am günstigsten wird. — Das Verhältnis ändert sich, wenn man die Kosten der Förderbahn mit in Anschlag bringt; denn bei dem Fortbewegen der Massen durch Menschen oder Pferde ist nur das Gewicht der beladenen Wagen von dem Gleise zu tragen, bei der Beförderung durch Maschinen dagegen wird das Gewicht dieser für die Bauart der Gleise maſsgebend, so daſs schwerere Oberbau-Materialien erforderlich, also die Kosten der Bahn wesentlich höher werden.

Die Zugleistung durch Pferde verlangt nicht stärkeren Oberbau als das Schieben durch Menschen; es muſs aber im ersten Falle bei nicht besonders günstigen Bodenarten, wie Sand, für eine Befestigung des Weges und für den Schutz der Unterbettung gegen das Aufwühlen durch die Hufe der Pferde gesorgt werden. Dadurch entstehen bei der Beförderung durch Pferde gegenüber derjenigen durch Menschen Mehrkosten für die Herstellung der Bahn. Werden diese zu 50 Pf. f. d. Meter Gleis angenommen (s. S. 107), so kostet ein leichtes Gleis, wie es für die Beförderung durch Menschen auf S. 105 zu 1 M. f. d. Meter Gleis berechnet wurde, für den Betrieb durch Pferde 1,50 M. Dazu

kommen die gröfseren Kosten für Weichen und Gleisanlagen an den Belade- und Entladestellen. Wie unter den gemachten Annahmen für verschiedene Fördermassen und Entfernungen die Gesamtkosten der Beförderung durch Menschen und Pferde auf leichten Gleisen sich stellen, ist aus der Tabelle XVII (S. 106) zu entnehmen. Dafs die den angeführten Rechnungsergebnissen zugrunde liegenden Annahmen nicht immer zutreffen können, bedarf kaum der Erwähnung. Wenn z. B. die für den Betrieb mit Pferden vorgesehenen gröfseren Gleisanlagen an den Ladestellen und für Ausweichungen zum Teil fortfallen, oder wenn die günstige Beschaffenheit des Bodens besondere Mafsnahmen zur Befestigung des Weges nicht verlangt, so werden die Gesamtkosten der Förderung durch Pferde nicht unwesentlich verringert und in dem auf die Kosten der Bahn fallenden Teile sich demjenigen für die Beförderung durch Menschen nähern.

Bezüglich der Beförderung durch Lokomotiven stützen sich die in der Tabelle XVII enthaltenen Werte auf die Annahme eines kräftigen Oberbaues, wie er bei der Belastung durch gröfsere Maschinen und zur Vermeidung von Betriebsstörungen, die um so nachteiliger werden, je gröfser die täglich zu fördernden Massen sind, zu wählen ist. Für kleinere Arbeiten kann bei Anwendung leichter Maschinen der Oberbau entsprechend leichter genommen und dadurch eine erhebliche Verminderung des auf die Förderbahn fallenden Teiles der Gesamtkosten herbeigeführt werden. Bis zu welcher Grenze dieses möglich ist, hängt von dem Gewicht der zu benutzenden Lokomotive ab. Beispielsweise wiegt nach Tabelle VIII (S. 77) eine 20pferdige Lokomotive im Dienst 5000 **kg** und belastet die Schienen mit 1250 **kg** für jedes Rad. Das auf S. 104 erwähnte Gleis aus 6 **kg** f. d. Meter schweren Stahlschienen erträgt einen Raddruck von 900 bis 1000 **kg**. Es würde daher nur einer geringen Vermehrung des Schienengewichtes bedürfen, um den Oberbau für das Befahren mit Lokomotiven fähig zu machen. Es darf dabei freilich nicht aufser acht gelassen werden, dafs die Lokomotiven immerhin eine sorgfältigere Herstellung des Gleises verlangen, als die durch Menschen oder Pferde bewegten Erdwagen. Aber wenn auch die Gleise kräftiger hergestellt werden, als es lediglich für die Belastung durch Maschinen nötig wäre, so werden ihre Kosten in den meisten Fällen doch nicht so grofs, dafs nicht der Lokomotivbetrieb mit allen dazu gehörigen Nebenkosten sich jeder anderen Förderart gegenüber als der vorteilhafteste herausstellt, vorausgesetzt, dafs die gesamte Fördermasse grofs genug ist, um die Anlagekosten zu rechtfertigen. Der Maschinenbetrieb hat noch den grofsen Vorteil, dafs man durch ihn unabhängiger von den so häufigen Schwankungen unterworfenen Lohnverhältnissen wird. Jedenfalls hat die Beförderung durch Pferde mit der Einführung leichter Lokomotiven eine bedeutende Einschränkung erfahren.

An Tagesleistungen, welche bei verschiedenen Förderarten erreicht wurden, ergibt sich aus früher erwähnten Beispielen folgendes:

Pferdekippkarren-Betrieb. Nach § 13 (S. 63) Beförderung von 650 **cbm** mit 28 Pferden auf 825 **m** Entfernung = 536250 **m cbm**;

Beförderung in festen Wagen durch Pferde auf Schienengleisen. Nach der Quelle in Fufsnote 67 (S. 129) höchste Leistung im Sommer 1863 mit 34 Pferden bei 11stündiger Tagesarbeit 96,8 Schachtruten (hann.) auf 780° = 620 **cbm** auf 3640 **m** Entfernung = 2256800 **m cbm**;

Beförderung in Kippwagen durch Pferde auf Schienengleisen. Nach der Quelle in Fufsnote 68 (S. 130) 430 **cbm** . 1350 **m** = 580500 **m cbm**;

Beförderung in grofsen Kippwagen durch Lokomotiven auf Schienengleisen. Nach § 15 (S. 89) Beförderung von 3000 cbm durch im ganzen 4 Maschinen auf 4000 m = 12 Millionen m cbm;

Dieselbe Betriebsart. Nach § 15 (S. 89) Beförderung von 2000 cbm durch im ganzen 8 Lokomotiven auf 15000 m = 30 Millionen m cbm.

Über die unter besonderen Verhältnissen zweckmäfsigen Förderarten mittels Bremsbergen, schiefen Ebenen, Seilbahnen und ähnlichen Anlagen, sowie über die Verwendung von Schrapern siehe die §§ 19 bis 21.

D. Arbeitsbetriebe am Auf- und Abladeorte.

§ 23. Allgemeine Übersicht. Bei der Anordnung der Arbeiten an den Belade- und Entladestellen ist ganz allgemein das Streben darauf zu richten, einerseits am Gewinnungsorte möglichst viele Angriffspunkte zur Entnahme der Erde zu schaffen, damit jede erforderliche Anzahl von Fördergefäfsen gleichzeitig beladen werden kann, andererseits an den Schüttstellen für die Möglichkeit einer möglichst schnellen Entladung zu sorgen, um den regelmäfsigen Fortgang der übrigen Arbeiten nicht zu stören. Bei der Gewinnung des Bodens aus Seitenentnahmen, deren zweckmäfsige Wahl meist von dem Ermessen der Bauverwaltung abhängt, sowie bei der Anschüttung gröfserer Flächen für Bahnhöfe oder, wenn überflüssiger Boden seitwärts ausgesetzt werden mufs, ist die Einrichtung des Betriebes in der Regel eine einfachere und leichtere, als bei der Herstellung der gewöhnlichen Bahn- oder Strafseneinschnitte und Dämme, deren verhältnismäfsig geringe Breite die Anlage ausreichender Belade- und Entladestellen oft in hohem Mafse erschwert.

Bei der Bildung langgestreckter Einschnitte sollte man vor allem bestrebt sein, sie schnell der Länge nach aufzuschlitzen, um lange Fahrten zum Aufstellen der Fördergefäfse anordnen zu können. Dieser Zweck wird in leichteren Bodenarten am einfachsten dadurch erreicht, dafs man an der Erdoberfläche beginnend, zuerst flache langgestreckte Gräben aushebt und diese allmählich durch fortgesetztes Ausheben bis auf die Sohle hinabführt. Solch eine Ausführungsweise findet aber ihre Begrenzung in den Gefällverhältnissen des Geländes, indem für jede Förderart ein gewisses Gefälle nicht überschritten werden darf, wenn man nicht besondere Vorrichtungen, wie Bremsberge und dergl. anwenden will.

Durch den in neuerer Zeit vielfach zur Anwendung gekommenen „englischen Einschnittbetrieb“ (s. § 24 unter 4 b.) werden die aus den Gefällverhältnissen sich ergebenden Schwierigkeiten bei gleichzeitiger Gewinnung anderer Vorteile vermieden.

Von grofser Bedeutung für den Fortgang und die Güte der Arbeiten ist die Fernhaltung des Wassers von den Arbeitsstellen, also ihre zweckentsprechende Entwässerung, da hierdurch die Arbeiten des Beladens und Entladens wesentlich erleichtert werden und der Boden, weil er trockener in den Damm kommt, weniger leicht Veranlassung zu Dammrutschungen gibt. Die Abgrabungen sind deshalb stets mit einer mäfsig ansteigenden Sohle anzulegen und durch Gräben zur Ableitung des Tage- und Quellwassers trocken zu halten. Sonstige Zuflüsse sind abzufangen und nasse Stellen des Bodens vor Inangriffnahme der Arbeiten zu entwässern. Über die Ausführung solcher Entwässerungsanlagen in Einschnitten vergl. § 28 unter 3 a.

Für die Herstellung der Aufträge wird man in der Regel eine genügende Anzahl von Schüttstellen entsprechender Ausdehnung bei denjenigen Ausführungsweisen am

leichtesten erhalten, welche die Bildung der Dämme in verhältnismäfsig niedrigen Schichten unter gleichzeitiger Inangriffnahme grofser Längen ermöglichen. Solche werden aber in hügeliger und gebirgiger Gegend nicht immer ohne weiteres ausführbar sein, so dafs häufig ein Vortreiben des Dammes im vollen Profil, oft unter Zuhülfenahme von Sturzgerüsten, erforderlich wird. Über die bei Dammschüttungen anzuwendenden Vorsichtsmafsregeln zur Verhütung von Rutschungen vergl. Kap. II, § 7 bis 9.

Die Arbeiten an den Belade- und Entladestellen werden naturgemäfs um so einfacher, je leichter und handlicher die Fördergefäfse sind. Bei gröfseren Gefäfsen steigern sich die Schwierigkeiten für die Einleitung und Erhaltung eines geregelten Arbeitsbetriebes, wie dies aus den Darlegungen der §§ 24 u. 25 hervorgeht.

§ 24. Abtragsarbeiten und Arbeitsbetriebe am Aufladeorte. Je nach der Oberflächenbildung des Geländes, je nach der Schichtung der Bodenarten, der Tiefe des herzustellenden Einschnittes und je nach den zur Verfügung stehenden Geräten kann eine Einschnittarbeit in verschiedener Weise in Angriff genommen werden.

1. **Arten der Abtragsarbeiten.** Als solche kann man unterscheiden:

a) Den Lagenbau, bei welchem in mehr oder weniger gleichlaufenden Schichten von geringer Dicke der Boden auf die Breite des Einschnittes abgehoben wird, bis die Einschnittsohle erreicht ist (s. Abb. 1, Taf. III).

b) Der Strossenbau, bei welchem in Absätzen, Stufen oder Strossen der Einschnitt „vor Kopf“ und seitlich allmählich abgetragen wird (s. Abb. 100, S. 125 und Abb. 103, S. 127).

c) Der Seitenbau, der namentlich an Berghängen zur Anwendung gelangt und in einem allmählichen seitlichen Abtragen, bezw. Einschneiden des Einschnittquerschnittes besteht (s. Abb. 105, S. 128).

d) Der Röschenbau, bei welchem an der einen Seite des Querschnittes ein grabenähnlicher Einschnitt bis auf die Einschnittsohle ausgeführt wird, worauf durch seitliches Abbauen der volle Einschnittquerschnitt hergestellt werden kann (s. Abb. 104, S. 127).

e) Der Stollenbau, auch „englischer Einschnittbetrieb“ genannt, bei welchem der Einschnitt durch einen Stollen angeschnitten und mit Hülfe von sich stets erweiternden Schächten abgearbeitet wird (s. Abb. 109 u. 110, S. 131).

Während der Lagen- und Strossenbau mit allen Fördergefäfsen möglich ist, beschränken sich die übrigen Arten des Abbaues auf die Anwendung von Rollwagen auf Schienengleisen. Demnach sind die Arbeitsbetriebe am Aufladeorte je nach der Wahl der Beförderungsart zu unterscheiden.

2. **Der Schiebkarrenbetrieb.** Wie bereits im § 12 (S. 52) erörtert wurde, ist die Anwendung der Schiebkarren auf geringe Entfernungen, also auf kurze Einschnitte beschränkt, wenn sie nicht bei gröfseren Erdarbeiten zur Einleitung und Vorbereitung anderer Betriebe dienen soll.

Hat das Gelände in der Längenrichtung des Einschnittes kein gröfseres als das für die Karrfahrten zulässige gröfste Gefälle von etwa 1 : 10, so wird es in dieser Längenrichtung in der für die Arbeiten erforderlichen Breite aufgeschlitzt, wobei die Karrdielen zunächst auf die Oberfläche des Geländes gelegt werden, um dann allmählich, der Ausgrabung entsprechend, eine tiefere Lage einzunehmen, bis eine so hohe Einschnittwand sich gebildet hat, als sie der Bodenbeschaffenheit nach noch zulässig und für die Bodenlösung noch zweckmäfsig erscheint. Als gröfste Höhe gelten in der Regel

3 bis 4 m. Dann erfolgt die Verbreiterung des Einschnittes unter entsprechender allmählicher seitlicher Verschiebung der Karrdielen. Bei tieferen Einschnitten wiederholt sich das Verfahren, bis die Einschnittsohle erreicht ist.

Hat das Gelände in der Richtung des Einschnittes stärkeres Gefälle, so kann der Boden auch stufenweise „vor Kopf“ in Strossen abgebaut werden, wobei die Karrdielen an der Ladestelle eine zur Einschnittrichtung senkrechte Lage erhalten. Bei Seitenentnahmen ist man weniger durch die zukünftige Gestaltung des Einschnittes an die Einhaltung bestimmter Formen und Böschungen gebunden und kann daher leichter der Bedingung nachkommen, lange Abtragswände und möglichst viele Angriffspunkte zu erhalten. Namentlich bei hochgelegenen seitlichen Entnahmestellen ist der Betrieb ein so einfacher und durch die örtlichen Verhältnisse vorgezeichneter, dafs es weiterer Erörterungen nicht bedarf.

3. Der Hand- und Pferde-Kippkarrenbetrieb. Hier geschieht bei Handkippkarren die Förderung des Bodens, wie schon früher erwähnt, meist nicht in Kolonnen, sondern es werden die Karren, sobald sie von den dazu gehörigen Arbeitern beladen sind, einzeln von den Ladestellen auf die nach der Schüttstelle führende Bahn und auf dieser weiter gefahren.

Im Einschnitt pflegt man die Anordnung daher in der Regel so zu treffen, dafs der Boden absatzweise „vor Kopf“ abgetragen, also der Strossenbau angewendet wird. Die Höhe der einzelnen Absätze nimmt man 3 bis 4 m, mitunter auch, namentlich bei Felsboden, gröfser. Dabei können gleichzeitig verschiedene Absätze in Angriff genommen werden. Die Abtragswände, an deren Fufs die Karren geladen werden, ordnet man rechtwinkelig oder schräg zur Längenrichtung des Einschnittes an. Die letztere Anordnung ergibt eine gröfsere Anzahl von Ladestellen. Abb. 3, Taf. III zeigt ein Beispiel einer solchen Arbeitsanordnung.

Das beim Schiebkarrenbetriebe besprochene Verfahren, den Einschnitt der Länge nach aufzuschlitzen und die Fahrten allmählich tiefer zu legen, findet für Kippkarren nur selten Anwendung, weil dieser Betrieb für lange Arbeitsstrecken und für gröfsere Förderweiten überhaupt nicht geeignet ist und weil das häufige Vorrücken und Tieferlegen der Bahnen, welches bei Schiebkarrenfahrten und Schienengleisen leicht zu bewerkstelligen ist, hier viel Arbeit und mancherlei Mifsstände herbeiführt.

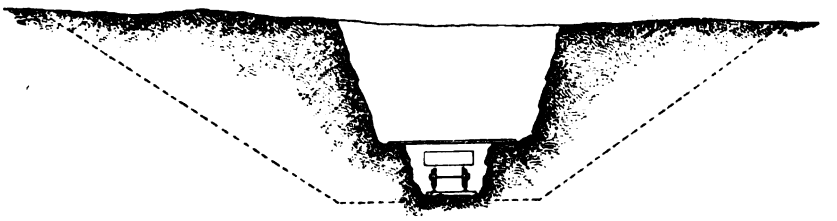
Bei Seitenentnahmen ist der Betrieb ähnlich wie bei den Bahneinschnitten, wird aber hier meist noch einfacher, weil man in der räumlichen Ausdehnung der Arbeitsstellen weniger beschränkt ist.

Beim Pferdekarrenbetrieb ist die Arbeitsanordnung nicht wesentlich von derjenigen bei Handkippkarren verschieden, indem nur auf der Karrbahn ein Ersatz der Menschenkräfte durch Pferde stattfindet, die Bewegung der Karren von den Gewinnungsstellen zur Karrbahn und von dieser nach der Schüttstelle selbst aber durch Arbeiter bewirkt wird.

4. Der Betrieb bei Beförderung auf Schienengleisen. Bei den älteren Einschnittbetrieben dieser Art pflegte man ein oder mehrere Arbeitsgleise stumpf vor die Abtragwand zu legen und durch Entnahme des Bodens vor Kopf, also unter Anwendung des Strossenbaues, den für die Verlängerung der Gleise erforderlichen Raum zu schaffen. Das Erweitern des Einschnittes konnte dann durch Abtragen des Bodens zur Seite der Gleise und durch seitliches Beladen der Wagen geschehen (s. Abb. 100). Hierbei hing der Fortschritt der Arbeit von dem Vorrücken des Gleises ab und da in dem beschränkten Raume vor dem Gleise nur wenige Arbeiter Platz fanden, auch der ganze zur Bildung

des ersten schmalen Durchstiches abzutragende Boden zur Zeit immer nur auf einem und zwar auf dem ersten am Ende des Schienengleises aufgestellten Wagen geladen werden konnte, so war die Leistung bei diesem Verfahren eine sehr geringe. Eine kleine Beschleunigung des Fortganges erreichte man wohl dadurch, dafs man den vor Kopf abgetragenen Boden mittels Schiebkarren auf mehrere Wagen verteilte, oder auch den oberen Teil des Abtragbodens vorläufig zur Seite aussetzte und später bei Erweiterung des Einschnittes fortführte. Immer aber blieb die Leistung mangelhaft. Bessere Erfolge erzielt man durch die nachstehend unter a) und b) beschriebenen Betriebsanordnungen.

Abb. 100. *Einschnitt mit seitlicher Erweiterung (Strossenbau).*



a) Gewöhnlicher Einschnittbetrieb. Die in leichteren Bodenarten jetzt meist angewandte Betriebsart besteht darin, dafs man gleich beim Beginn der Arbeit eine gröfsere Länge des Einschnittes in Angriff nimmt, indem man die Arbeitsgleise entweder auf die Oberfläche des für den Einschnitt bestimmten Geländes, oder bei zu starkem Längengefälle in dazu vorbereitete Gräben legt, den Boden zur Seite der Gleise ausschachtet und mit den Förderwagen fortbewegt, dann das Gleis senkt und es so fortfahrend möglichst schnell bis zu einer Tiefe hinabzubringen sucht, bei der sowohl eine für die Bodenentnahme günstige Höhe der Erdwand, als auch eine für die Beförderung der Wagen vorteilhafte Neigung entsteht.

Für den raschen Fortgang der Arbeiten ist die zeitige Herstellung der Arbeitsgleise auf gröfsere, zur Aufnahme jeder etwa erforderlichen Anzahl von Erdwagen genügende Längen von so grofser Bedeutung, dafs man zur Erreichung dieses Zweckes die Ausführung einzelner verlorener Arbeiten an Auf- und Abträgen nicht zu scheuen braucht.

Die aufeinanderfolgende Lage der Arbeitsgleise, wie sie hiernach im Längenprofil sich ergibt, ist in Abb. 1, Taf. III angedeutet. Anfangend mit der durch 1 bezeichneten Neigung wird sie durch allmähliches Senken der Bahn nach den Richtungen 2, 3, 4 u. s. f. bis auf diejenige Neigung ermäfsigt, welche für den Arbeitsbetrieb als günstig angesehen werden kann, worauf die Bahn in parallelen Lagen (6 bis 10 in Abb. 1) nach und nach bis auf die Sohle des Einschnittes abgesenkt wird.

Ein zu starkes Gefälle ist bei diesem Lagenbau für die Arbeitsgleise nicht vorteilhaft, weil beim Bergabfahren die Wagen leicht gefährliche Geschwindigkeiten annehmen. Bei der Beförderung der Erdwagen durch Arbeiter ist ein Gefäll der Gleise, auf welchem die Wagen eben anfangen, sich durch ihr eigenes Gewicht zu bewegen, am bequemsten, weil sie hierbei ohne grofse Kraftanstrengung vom Ladeorte entfernt und die leichteren leeren Wagen wieder zurückgeschoben werden können. Die Hemmung der bergabfahrenden Wagen ist dabei auch durch unvollkommene Bremsvorrichtungen zu erreichen. Wenn bei kleineren Erdwagen der Bewegungswiderstand je nach dem Zustande der Wagen und der Bahn in der Regel zwischen $\frac{1}{100}$ und $\frac{1}{150}$ schwankt, so würde also auch zwischen diesen Grenzen die günstigste Neigung der Bahn liegen.

Bei Lokomotivbetrieb ist meist ein geringeres Gefälle vorteilhafter, weil bei dem Schieben längerer Züge von leeren Wagen auf zu starken Steigungen leicht Betriebsstörungen durch Aussetzen von Wagen u. s. w. entstehen. Die Grenze der Steigung, bis zu welcher die Gleise überhaupt angelegt werden können und beim Beginn der Arbeit, vor Herstellung des regelmäfsigen Betriebes, oft angelegt werden, ist etwa 1:30, unter günstigen Verhältnissen noch gröfser.[66])

Das Senken der Gleise wird je nach der Bodenart in verschiedener Weise ausgeführt. — In Sand und anderen leichten Bodenarten pflegt man den Boden zu beiden Seiten des Gleises und zwischen den Schwellen abzugraben und in die Wagen zu laden; dabei bleiben unter den Schwellen nur schwache Sandpfeiler stehen, welche eben genügen, das Gleis zu tragen (s. Abb. 101). Zuletzt werden auch diese beseitigt und das Gleis senkt sich bis auf die Sohle der Grube. Da diese Arbeit rasch von statten geht und dem Gleise in Sandboden leicht wieder eine sichere Lage gegeben werden kann, so wird, um beim Aufladen den Boden nicht auf grofse Höhen heben zu müssen, die jedesmalige Senkung des Gleises am zweckmäfsigsten auf ein geringes Mafs von etwa 0,5 bis 0,7 m beschränkt.

Abb. 101. *Absenken der Schienen.*

In schwererem Boden würde die Beseitigung der Erdpfeiler mühsamer sein und deshalb pflegt man hier neben dem Gleise eine Grube auszuheben, in welche das Gleis, nach Entfernung des Bodens vor den Schwellköpfen, mit Brechstangen hinabgeschoben wird. Weil die Verschiebung und Unterstopfung des Gleises mehr Arbeit erfordert, als das lotrechte Senken bei leichtem Boden, so wird man diese Arbeit seltener ausführen, also das Mafs, um welches jedesmal das Gleis tiefer gelegt wird, gröfser, und zwar etwa zu 1 m annehmen können. Unter Umständen wird es sich empfehlen, die Gruben noch tiefer auszuheben. Die Beschaffenheit des Bodens und andere örtliche Verhältnisse sind dabei mafsgebend; in jedem Falle wird die günstigste Ausführung sich bei der Arbeit selbst bald herausstellen.

In der beschriebenen Weise werden absatzweise die Gleise bis zu einer Tiefe gesenkt, bei welcher man eine für die Bodengewinnung zweckmäfsige, aus Sicherheitsrücksichten noch zulässige Höhe der Erdwand erreicht hat, welche dann bei seitlicher Verschiebung der Gleise allmählich abgetragen wird. Für die leichte Gewinnung des Bodens ist im allgemeinen eine hohe Erdwand günstig, weil man durch Unterhöhlung des Bodens und darauf folgendes Abkeilen oder in ähnlicher Weise um so gröfsere Massen gleichzeitig lösen kann, je höher die Arbeitswand ist. Das Mafs der Höhe findet aber sehr bald eine Beschränkung durch Rücksichten auf die Sicherheit der Arbeiter, welche durch den herabstürzenden Boden leicht beschädigt werden können.

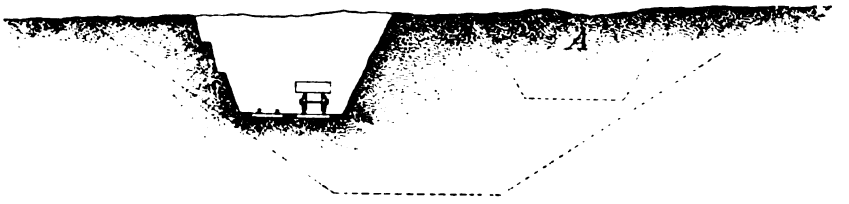
In Sandboden mit so geringer Kohäsion der einzelnen Teile, dafs die frischen Wände selbst auf kurze Zeit nicht steil stehen, kommt die Höhe nicht in Frage, weil sich von selbst eine ungefährliche natürliche Böschung bildet. In schwereren Bodenarten wird man je nach örtlicher Beschaffenheit die Höhe der steilen Wände auf das Mafs von etwa 3 bis 5 m einschränken, um die Gefahr für die Arbeiter nicht in un-

[66]) In einem Einschnitte der hannoverischen Südbahn erwies sich eine Steigung von 1 : 24 für die Beförderung durch Lokomotiven zu steil. Nachdem sie auf 1 : 30 ermäfsigt war, konnten alte Maschinen der normalen Spur die Steigung mit 9 leeren Wagen, jeder von 70 bis 80 Ztr. Gewicht, bei einem Anlaufe von 140 bis 190 m auf der davor liegenden Steigung von 1 : 64, mit 90 bis 100 Pfd. Dampfdruck f. d. Quadratzoll überwinden (vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1855, S. 39).

statthafter Weise zu steigern. Eine gewisse Vorsicht ist immer, namentlich in Lettenboden, geboten, aber auch leicht auszuüben, wenn man die Wandhöhe nicht über dasjenige Mafs ausdehnt, bei welchem die Möglichkeit sorgsamer Beobachtung aufhört.

Für Felsboden läfst sich eine Grenze allgemein nicht angeben, da zwischen denjenigen Arten, die bis zu jeder beliebigen Höhe sich senkrecht halten und den mit weichen Schichten durchsetzten Trümmergesteinen, welche in ihrem Verhalten dem gefährlichsten Lettenboden gleichkommen, eine unendliche Reihe von Abstufungen besteht.

Abb. 102. *Lagenbau mit doppelter Aufschlitzung.*



In leichtem Boden wird man in der Regel das Gleis so weit an den Fufs der Böschung rücken, dafs von hier der Boden unmittelbar in die Wagen geladen werden kann (s. Abb. 102). Auch kann zur Vermehrung der Arbeitstellen ein zweiter Schlitz, wie in Abb. 102 bei *A* angedeutet, in Angriff genommen werden. In schwerem Boden, der eine Zeitlang mit lotrechten Wänden steht, auch in Felsboden empfiehlt sich oft die Herstellung einer seitlichen Strosse oder eines Ladebanketts in Höhe der Wagen, über welche der von den Böschungen abgearbeitete Boden, ohne ihn so hoch wie im anderen Falle heben zu müssen, in den Wagen gebracht werden kann (s. Abb. 103). Hat die als Ladebühne dienende Strosse eine gewisse Breite erlangt, so mufs der untere mit lotrechter Wand stehende Teil des Bodens entfernt und das Gleis der Hauptwand näher gerückt werden. In festem Felsen mufs sich der Arbeitsbetrieb nach den Lagerungsverhältnissen des Gebirges richten.

Abb. 103. *Röschen- und Strossenbau.*

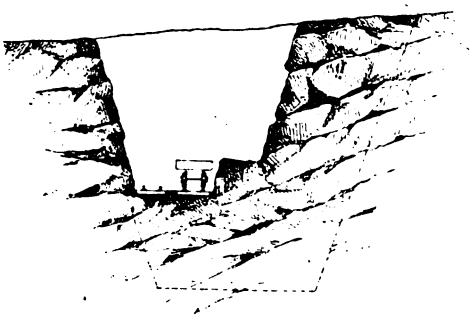
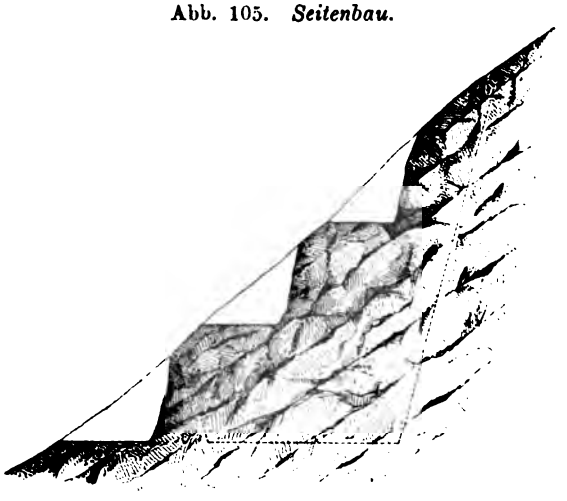


Abb. 104. *Röschenbau.*

Zeigt das Gestein ein starkes Einfallen der Schichten und streichen diese annähernd parallel zur Bahnachse, so wird man mit Vorteil an der Seite des Einschnittes, wohin die Schichten fallen, eine Rösche herstellen (s. Abb. 104). Durch Absprengen der Bänke am unteren Teil des Einschnittes erreicht man dann für die oberen Schichten ein sehr günstiges Arbeiten.

Eine ähnliche Art, die Schichten abzubauen, ist bei Einschnitten und Anschnitten an steilen Berglehnen anzuwenden, indem man die Förderwege (s. Abb. 105) in einer

Abb. 105. *Seitenbau.*



oder mehreren Stufen seitlich einschneidet, also den Seitenbau anwendet. Dabei wird es häufig zweckmäfsig, etwa in der Höhe der Einschnittsohle eine Förderbahn aufserhalb des Einschnittprofiles anzulegen.

Streichen die Gesteinschichten mit starkem Einfallen schräg oder annähernd quer zur Bahnrichtung, so ist die Herstellung langer Arbeitsstrecken schwierig. In solchen Fällen kann man den Einschnitt im Längenschnitt stufenförmig abbauen, oder mit Hilfe von Bremsbergen (s. § 19, S. 108), wenn die Förderbahnen für den gewöhnlichen Betrieb zu starke Neigungen erhalten sollten.

Diese Betriebsart gestattet die Anlage vieler Angriffstellen und grofser freier, für die Sprengarbeiten günstigen Arbeitsräume. Sie wird daher bei felsigen Einschnitten häufig angewendet, wenn nicht der englische Einschnittbetrieb (s. unter b., S. 131) vorteilhafter erscheint.

Was die Anlage der Gleise an den Gewinnungsorten betrifft, so ist zu beachten, dafs die Anzahl der Ladestellen um so geringer zu sein braucht, in je kürzerer Zeit die Wagen beladen werden können. In schwerem Boden werden die Einrichtungen daher schwieriger, als in leicht zu gewinnendem Boden.

Die Anlage der einfachsten Art ist die, dafs ein Ladegleis *A B* (s. Abb. 4, Taf. III) an den Fufs der Böschung gelegt und mit dem Fortschritt der Bahnarbeiten allmählich seitwärts verrückt wird. Bei gröfseren Förderungen mit Lokomotiven wird man dann an geeigneter Stelle aufserhalb der Ladeorte noch ein Ausweichegleis *C D* anlegen und die Bewegung der Wagen in folgender Weise vornehmen. Ein beladener Arbeitszug stehe bei *A B*, ein leerer sei von der Maschine in das Ausweichegleis *C D* gefahren. Die Maschine holt sodann den vollen Zug aus dem Einschnitt, setzt ihn zwischen *C* und *D*, schiebt den leeren, unter Benutzung der Weichen *D* und *C*, in den Einschnitt, kehrt zurück und schiebt den vollen Arbeitszug nach dem Abladeorte. Die an der Ladestelle *A B* beschäftigten Arbeiter benutzen die mit dem Verschieben der Züge verstreichende Zeit, um den Boden vorzubereiten und kleine Arbeiten am Gleis vorzunehmen. Wird hierbei die Anordnung so getroffen, dafs, sobald ein Zug beladen ist, auch schon ein leerer Wagenzug an der Ausweichestelle *C D* bereit steht, so ist bei leichtem Boden und günstigen Steigungsverhältnissen, welche die Bildung langer Züge gestatten, mit dieser einfachen Einrichtung eine bedeutende Leistung zu ermöglichen. Man vergleiche hierüber die im § 15 (S. 88 u. 92) angeführten Beispiele.

Wird die Einrichtung mehrerer Ladestellen erforderlich, so kann diese nach Abb. 5, Taf. III für zwei Arbeitstellen *A B* und *E F* oder nach Abb. 6, Taf. III für vier Stellen gewählt werden.

Die Bewegungen der Maschinen und Züge sind dabei ähnlich wie im ersten Falle. Das Hauptgleis mit den Weichen bleibt möglichst lange unverändert liegen, die Ladegleise werden mit der Erweiterung des Einschnittes seitlich verrückt. Bei einer sehr grofsen Anzahl von Ladestellen, welche in schwer zu gewinnendem Boden wegen

der langen Zeitdauer des Beladens jedes Wagens oft nötig wird, und bei gleichzeitiger Bearbeitung des Abtrages in stufenförmigen Absätzen ist eine Anordnung nach dem in Abb. 7, Taf. III dargestellten Verfahren wohl angewandt.

Die Anordnung der Ladegleise bei Anwendung von Grabmaschinen wurde im § 10 besprochen. Jedoch können diese nur bei weicheren Bodenarten Verwendung finden, so dafs die Abb. 32 u. 38 (s. S. 40 u. 42) nur für letztere Gültigkeit haben. Bei Felsboden wird man sich nur schwer zu einer ähnlichen Anlage entschliefsen, weil das Eindringen in die Steinschichten „vor Kopf“, sowie das Verlängern und Absenken der Gleise, wie schon erwähnt, grofse Schwierigkeiten bietet und nur eine geringe Leistung ermöglicht.

Die nachstehenden Beispiele zeigen zweckmäfsige Anordnungen bei Verwendung von Pferden für die Beförderung.

Beispiel I. Als Beispiel einer Anordnung für die Beförderung mit Pferden, bei welcher die einzelnen Züge aus einer geringeren Anzahl von Wagen bestehen, sei die des Adendorfer Einschnittes auf der Lüneburg-Hohnstorfer Bahn hier angeführt.[67])

Die Ladegleise, welchen man nach der Geländebildung anfangs das starke Gefälle von 1 : 30 geben mufste, wurden möglichst rasch gesenkt, bis sie das Gefälle 1 : 100 erhielten. An jedem inneren Einschnittrande lagen zwei Ladegleise, deren Enden durch Weichen verbunden waren. Zur Zeit stand immer ein Paar dieser Gleise, z. B. *a* und *b* (Abb. 2, Taf. III) mit den beiden Fördergleisen für leere und für volle Wagen (s. rechte Seite der Abb.) in Verbindung, während das zweite Paar aufser Betrieb blieb.

Die leeren Wagen wurden nun über das Gleis *a* bis ans Gleisende links gefahren und durch die Weiche *g* in das Ladegleis *b* bis an den am Ladeplatz *h* haltenden Zug geführt. Die beladenen Wagen am vorderen Ende dieses Zuges wurden, von Bremsern begleitet, mit einer Geschwindigkeit, die ohne Nachteil für die Wagen 8′ (= 2,325 m) nicht übersteigen durfte, nach dem Halteplatze am Beginn des Gefälles hinabgelassen und von hier mit Pferden weitergezogen.

Indem die leeren Wagen fortwährend hinter den am Ladeorte stehenden Zug gestellt wurden, während die vollen Wagen den Zug vorn verliefsen, bewegte sich der Ladeort langsam bergauf. In dieser Richtung ging eine Arbeiterkolonne voraus, um den Boden zu lösen. Zum Laden waren für jeden Wagen zwei Arbeiter angestellt, die, sobald sie einen Wagen vollständig beladen hatten, zum nächsten leeren Wagen am hinteren Ende des Zuges gingen und diesen beluden. Wenn der Ladeort die Weiche *g* erreicht hatte, wurde der ganze Zug bis ans untere Ende des Ladegleises langsam hinabgelassen.

Sobald der Ladeort neben dem Gleise *b* erschöpft war, nahm man *b* mit seiner Verlängerung für die Rückbeförderung der leeren Wagen, *a* als Ladegleis und seine Verlängerung zur Beförderung der vollen Wagen in Benutzung. Nachdem auch auf dem Gleise *a* nicht mehr geladen werden konnte, setzte man *a* und *b* aufser Betrieb und förderte in ähnlicher Weise auf den Gleisen *c* und *d*.

Während die Bodenbeförderung auf dem einen Gleispaare geschah, wurden die anderen beiden Gleise gesenkt. War das Gefälle von 1 : 100 erreicht, so wurde der mittlere Teil des Einschnittes, den man bis dahin hatte stehen lassen, um das Senken der Gleise zu beschleunigen, unter Seitwärtsrücken der beiden inneren Gleise *b* und *c*, beseitigt und dann eins dieser beiden Gleise entfernt, um den Betrieb auf 3 Gleisen fortzusetzen, von denen jedes der Reihe nach als Fördergleis, dann als Ladegleis benutzt und endlich gesenkt wurde.

Die Enden der Gleise legte man mit ihren Verbindungsweichen, der fortschreitenden Senkung entsprechend, jedesmal so weit zurück, dafs sie auf dem natürlichen Gelände ausliefen und also für ihre Verlängerung keine Erdarbeiten erforderten. Um jedoch die leeren Wagen nicht unnötig weit bergauf befördern zu müssen, wurden die Ladegleise durch Verbindungsweichen in Abteilungen von etwa 50 Ruten (233 m) Länge zerlegt.

Die tägliche Fördermenge hat durchschnittlich 100 hannöverische Schachtruten = 640 cbm betragen. Die Wagen hatten 0,63 m Spurweite und 1 cbm Rauminhalt.

Dieser Betrieb erforderte einen grofsen Aufwand an Gleisen, wozu in dem vorliegenden Falle die Materialien aus alten Vorräten entnommen werden konnten.

---

[67]) Mohr, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 139.

Beispiel II. Als Beispiel einer anderen Arbeitsanordnung kann die Gebirgsstrecke Haan-Opladen der Bergisch-Märkischen Bahn dienen.[68])

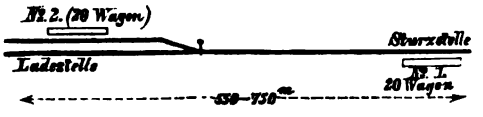
Der betreffende Einschnitt in Sandboden hatte eine gröfste Tiefe von 35′ (= 11 m), die Massen, etwa 31 000 Schachtruten = 138 000 cbm, mufsten bei 1 : 160 Gefälle auf 250 Ruten = 940 m mittlere Förderweite in den anschliefsenden Damm von 8 bis 12½ m Höhe gefördert werden.

In der abzutragenden Strecke wurde zuerst mit Hand- und Kippkarren ein Einschnitt von etwa 2 m Sohlenbreite gebildet und der Boden zur Herstellung eines Dammes in der Höhe des endgültigen Planums und in der für zwei Fördergleise mit Zubehör erforderlichen Breite verwandt. Nachdem so zwischen der Stirnwand im Einschnitt und der Sturzstelle eine Entfernung von 100 Ruten = 376 m erreicht war, führte man die Kippwagenbeförderung ein. Da das Vortreiben des Einschnittes vor Kopf durch unmittelbares Laden in die Kippwagen nicht schnell genug von statten ging, so wurden die oberen Massen mit Handkarren auf die weiter abstehenden Wagen geschafft, inzwischen auch der niedrige Teil des Einschnittes am neutralen Punkte mit Hand- und Kippkarren in der vollen Breite ausgefahren.

Die Kippwagen (Seitenkipper) hatten 0,75 m Spurweite und 60 Kubikfufs = 1,86 cbm Fassungsraum. Der anfangs aus 40 Stück bestehende Wagenpark war in 2 Abteilungen zerlegt und jeder dieser Teile zu 4 Zügen mit 5 Wagen eingeteilt. Zur Förderung wurden 8 Pferde benutzt.

Die Kippwagenfahrt war, wie in Abb. 106 dargestellt, geordnet; im Einschnitt lagen zwei getrennte Gleise, die am Ende desselben zu einem sich vereinten, welches bis zur Sturzstelle fortgeführt war. Der Betrieb auf dieser Bahn war einfach so geordnet, dafs die Pferde den beladenen Zug No. 1 zur Sturzstelle (mit Sturzgerüst) brachten, dort das Entladen abwarteten, den leeren Zug No. 1 zum Einschnitt zurückbrachten und nun ohne Zeitverlust den inzwischen beladenen Zug No. 2 zur Abladestelle beförderten u. s. f.

Abb. 106. *Gleisanlage für zwei Züge.*



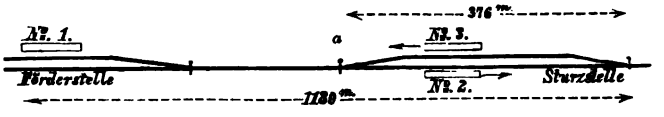
Hierbei konnten täglich im Sommer 16 Züge, im Winter 11 bis 12 Züge gefördert werden, oder bezw.

16 . 20 . ⅖ = 128 Schachtruten = 570 cbm und
12 . 20 . ⅖ = 96 „ = 430 „

Zum Beladen waren für je 2 Wagen 3 Lader und 1 Hacker gestellt.

Bei einer Ausdehnung der mittleren Förderweite auf etwa 300 Ruten = 1130 m wurde die Zahl der Förderwagen und der Pferde um die Hälfte vergröfsert, indem man noch einen dritten Zug von 20 Wagen zufügte. Gleichzeitig wurde auf dem Damme noch ein Nebengleis angeordnet (s. Abb. 107) und der Arbeitsbetrieb war jetzt folgender: Der beladene Zug No. 2 war durch 8 Pferde bis zur Weiche bei *a* gebracht, welche etwa 100 Ruten = 376 m vor dem Sturzgerüste sich befand. Hier übernahmen diese 8 Pferde den leeren Zug No. 3, während die 4 Pferde, welche letzteren Zug in 2 Gängen von der Sturzstelle bis zur Weiche bei *a* gebracht hatten, den Zug No. 2 weiterschleppten, was durch ein stärkeres Gefälle, welches man der Bahnkrone vorläufig gab, für diese Anzahl von Pferden möglich gemacht wurde. Zug No. 2 fuhr also zur Sturzstelle, Zug No. 3 in den Einschnitt. Bei Ankunft des letzteren war der Zug No. 1 beladen und zur Abfahrt fertig, die 8 Pferde, welche den Zug No. 3 gebracht hatten, wurden vor Zug No. 1 gespannt und führten ihn in die Ausweichestelle bei *a*, wo der beschriebene Pferdewechsel sich wiederholte.

Abb. 107. *Gleisanlage für drei Züge.*



Die tägliche Förderung betrug bei dieser Einrichtung und ungestörtem Fortgange der Arbeiten im Sommer 14 Züge, im Winter 10, oder bezw.

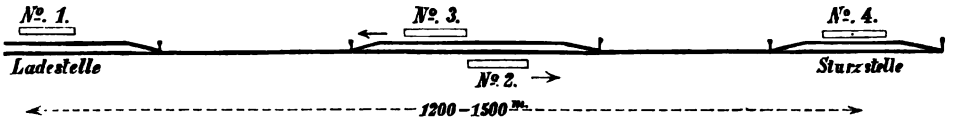
14 . 20 . ⅖ = 112 Schachtruten = 500 cbm und
10 . 20 . ⅖ = 80 „ = 355 „

Die lange, eingleisige Fahrt zwischen Lade- und Sturzstelle setzt eine grofse Regelmäfsigkeit im Betriebe voraus; da aber Störungen sich nicht vermeiden lassen und diese mit zunehmender Fahrlänge sich mehren, so empfahl es sich, zwischen Auf- und Abladestelle noch eine Ausweichung (s. Abb. 108) anzulegen, welche bei einer Förderstrecke von 1200 bis 1500 m mit 60 Ruten = 225 m genügte, bei

[68]) Organ f. d. Fortschr. der Eisenbahn-Technik 1869, 3. Supplementband, S. 95.

1900 bis 2200 m auf die doppelte Länge, also auf etwa 450 m gebracht wurde. Bei diesen Förderweiten wurde zugleich der Wagenpark um 20 Wagen verstärkt und aus diesen ein vierter Zug gebildet. Der Betrieb gestaltete sich dabei, wie in Abb. 108 angedeutet ist.

Abb. 108. *Gleisanlage für vier Züge.*



Die Förderung betrug für den Tag im Sommer 12, im Winter 8 Züge, oder bezw.

$12 \cdot 20 \cdot {}^{2}/_{5} = 96$ Schachtruten $= 430$ cbm und

$8 \cdot 20 \cdot {}^{2}/_{5} = 64$ „ $= 285$ „

Die Entladung der Wagen erfolgte unter Anwendung eines etwa 25 m langen Sturzgerüstes, welches mit einem Ende auf dem Dammkopf ruhte, in der Nähe des anderen Endes durch ein Bockgerüst unterstützt wurde.

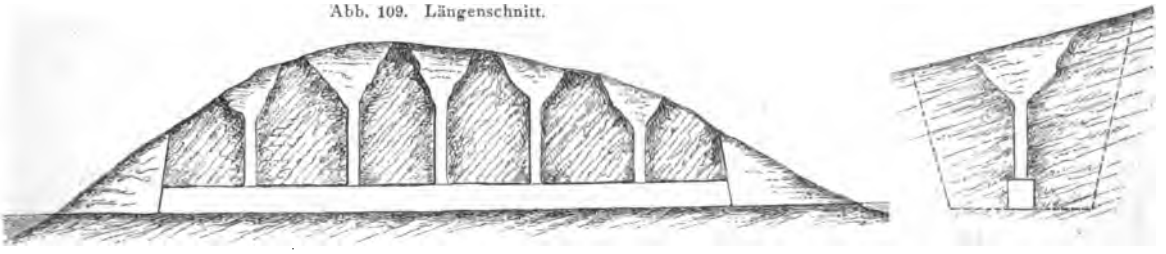
Die Abstürzung der Massen wurde immer nur gleich hinter dem Kopfe des Dammes vorgenommen und der entleerte Wagen dann auf der Bühne vorgeschoben, um für den nächstfolgenden Wagen Raum zu schaffen. Das Entladen der Wagen, das Einebnen der Massen und die Instandhaltung der Gleise an der Kippe erforderten in der Regel 6 bis 8 Mann (f. d. cbm etwa 0,2 Arbeitsstunden); diese behielten indessen Zeit genug, um einen besonderen schmalen Damm als Unterlage für den Bock vorzustrecken, wo dies erforderlich wurde.

In seltenen Fällen kann der Aushub des Abtrages in anderer Weise, als für Dammschüttungen nutzbar gemacht werden, wie dies z. B. bei der Nebenbahn Uelzen-Triangel bei Durchquerung des Gifhorner Moores erfolgte, wo der 120000 cbm betragende Aushub einer Torfmoor-Gesellschaft zur Torfbereitung überlassen und dadurch eine wohlfeile Bahnanlage geschaffen wurde.[69])

Abb. 109 u. 110. *Englischer Einschnittbetrieb.*

Abb. 110. Querschnitt.

Abb. 109. Längenschnitt.



b) Englischer Einschnittbetrieb oder Stollenbau. Wesentlich abweichend von den bisher besprochenen Betriebseinrichtungen an den Gewinnungsorten ist der sogenannte „englische Einschnittbetrieb“, welcher zuerst in England angewandt, bald eine grofse Verbreitung auch in anderen Ländern gefunden hat. Zur Einrichtung dieses Betriebes wird längs der Bahnachse ein Stollen etwa in der Höhe der künftigen Einschnittsohle getrieben, in welchem die Erdwagen aufgestellt und beladen werden. Über diesen Stollen werden der Länge nach an verschiedenen Stellen Schächte mit einer trichterförmigen Erweiterung des oberen Teiles hergestellt (siehe Abb. 109 u. 110). Indem nun die Arbeiter an den Wänden der Trichter den Boden abarbeiten, fällt dieser durch die Schächte in die im Stollen bereitstehenden Wagen, mit denen er fortgeführt wird.

[69]) Vergl. Oberschulte, Das Gifhorner Moor und die Ausführung der Nebenbahn Uelzen-Triangel. Zeitschr. f. Bauw. 1903, S. 79.

Die Schächte werden meist gleich beim Beginn der Arbeit mit in Angriff genommen, um mit ihrer Hülfe den Stollenbetrieb beschleunigen zu können. Dem Stollen gibt man eine Höhe von 2 bis 2,5 m und eine Breite von 2,3 bis 2,8 m, den Schächten Querschnitte von etwa $1^1/_2$ qm.

Die wesentlichsten Vorteile des englischen Einschnittbetriebes bestehen in der raschen Förderung der Arbeit und in der Ersparung an Gewinnungs- und Ladekosten.

Dadurch, dafs bei dieser Ausführungsweise der Einschnitt sofort der ganzen Länge nach in Angriff genommen werden kann, wird die Möglichkeit geboten, eine grofse Anzahl von Arbeitstellen in einer, namentlich für Sprengarbeiten, günstigen Lage und Ausdehnung zu schaffen. Das Laden des Bodens geschieht in der denkbar bequemsten Weise, indem jedes Heben des gewonnenen Bodens vermieden wird, da es unmittelbar durch die eigene Schwere in die Fördergefäfse hinabfällt.

Das Ladegleis wird von vornherein da gelegt, wo es während der Dauer der Hauptarbeit liegen bleiben kann. Die Arbeiten der Gleisverlegung und Unterstopfung werden dadurch ebenfalls vermindert und die Länge der Gleise, sowie die Zahl der Weichen auf das Äufserste beschränkt.

Die Trockenhaltung der Arbeitstellen und die Entwässerung des abzugrabenden Geländes wird ferner durch den tiefliegenden Stollen in ebenso vollkommener, wie einfacher Weise erreicht. Diesen Vorteilen steht als Nachteil nur die kostspielige Herstellung des Stollens und der Schächte gegenüber, so dafs es von den Massen, auf welche sich die Kosten der bergmännischen Arbeiten verteilen, abhängt, ob für den betreffenden Fall der englische Betrieb wirtschaftlich vorteilhaft ist oder nicht.

An der Brenner-Bahn, wo mit diesem Betrieb grofse und überraschende Erfolge erzielt wurden, haben nach v. Rziha[70]) verschiedene Unternehmer die Erfahrung gemacht, dafs der englische Einschnittbetrieb sich bei desto geringeren Einschnitttiefen lohnt, je weicher das Gebirge ist, dafs bei zweigleisigen Bahneinschnitten in mildem und rolligem Gebirge er schon bei (4 Klafter =) $7^1/_2$ m Einschnitttiefe und in Felseinschnitten je nach der Gesteinsfestigkeit von (6 bis 8 Klafter) etwa 11 bis 15 m Tiefe an, mit Vorteil anzuwenden ist.

Nach den beim Bau der österreichischen Nordwestbahn gemachten Erfahrungen eignet sich der englische Betrieb, abgesehen von den Vorteilen, die hierbei in Bezug auf die Arbeitsdauer erreicht werden, ganz besonders für solchen Abtragboden, der die rasche Erweiterung der Erdtrichter durch leichte, möglichst selbsttätige Lockerung und Ablösung begünstigt, wie dies bei Geschiebeablagerungen und Sand der Fall ist, aber auch bei fester, gebundener Beschaffenheit des Einschnittmateriales ist auf der österreichischen Nordwestbahn die genannte Betriebsart mit Vorteil angewandt worden.

Über den Zeit- und Kostenaufwand des in geschichtetem Kalk nächst der Station Gastorf der Elbetalbahn hergestellten Einschnittes von 1060 m Länge, 10 m durchschnittlicher Tiefe mit einer zu fördernden Bodenmenge von 140800 cbm, ergibt die von der

---

[70]) Vergl. v. Rziha, Der englische Einschnittbetrieb, ein Beitrag zum Erdbau. Berlin 1872. An der Brenner-Bahn ist u. a. ein 500 Fufs langer, 60 Fufs tiefer Lavaeinschnitt, welcher etwa 95000 cbm enthielt, die auf durchschnittlich 700 Fufs Weite befördert werden mufsten, mittels 3 Schächten binnen 6 Monaten hergestellt. Es betrug demnach bei 25 Arbeitstagen im Monat die tägliche Leistung etwas über 600 cbm. — Der Einschnitt bei Matrei, welcher etwa 47000 cbm enthielt, wurde binnen 3 Monaten hergestellt; es wurden also täglich etwa 630 cbm gefördert.

Betriebsleitung bis zum 31. März 1873 veröffentlichte Zusammenstellung[71]) die nachfolgenden interessanten Angaben.

A. Zusammenstellung der Kosten des Einschnittes bei Gastorf, Profile 487/489.

Arbeiter und Hilfsmittel.

	M.	Pf.
Durchschnittliche Arbeiterzahl f. d. Tag 40, durch 11 Zahlperioden zu 24 Tagen, somit 40 . 24 . 11 = 10560 Tagesschichten, bei durchschnittlichem Tagelohn von 1,98 M. (Fl. 1,10), ergibt	20908	80
Ein Aufseher zu 4,50 M. (Fl. 2,50) f. d. Tag, für 392 Tage	1764	—
Somit Tagelohnsumme	22672	80
Regiekosten 10%	2267	28
Rollwagen, durchschnittlich im Gebrauch 12 Wagen, zu 270 M.; hiervon für starke Abnutzung 20% ergibt	648	—
Rollbahngleise, 400 m lang, zu 4,50 M.; hiervon für Abnutzung 20% ergibt	360	—
Gerüstholz f. d. lfd. Meter 14,4 M., auf eine Länge von 140 m	2016	—
Pulververbrauch, täglich 35 Pfd. durch 10 Zahlperioden, somit 48 Ztr. zu 90 M.	7560	—
Dynamit, täglich 15 Pfd. durch 10 Zahlperioden, somit 36 Ztr. zu 252 M.	9072	—
Herstellung einer Schmiede	540	—
Summa	45136	8
Hierzu die Kosten für die entsprechend der Einschnittleistung ausgemittelte Masse von 778 cbm Stollen und Schächte	10503	—
Somit Gesamtkosten	55639	8

Geförderte Bodenmasse.

Zahl der Rollwagen f. d. Tag durchschnittlich 9; bei täglich 14maliger Fahrt durch 11 Zahlperioden ergibt sich die Gesamtzahl der geförderten Wagen zu 33264.		
Die Ladung betrug f. d. Rollwagen 0,8 cbm, sonach beträgt die geförderte Masse	26611,2	cbm
Hierzu die entsprechend der Einschnittleistung auf Stollen und Schächte entfallende Masse	778	„
Ergibt zusammen	27389,2	cbm

Es stellen sich somit die Kosten eines Kubikmeters Bodenmasse einschliefslich Verführung auf durchschnittlich 250 m Entfernung auf 2,03 M.

B. Zusammenstellung der Kosten für den Einschnitt bei Gastorf, Profile 489/498.

I. Betrieb des Einschnittes ohne Anwendung einer Lokomotive (vom 1. April bis 21. Juli 1872).

Arbeiter und Hilfsmittel.	M.	Pf.
6648 Tagesschichten zu 2,16 M. (Fl. 1,20), ergibt	14359	68
1 Aufseher zu 5,4 M. (Fl. 3) für 112 Tage, ergibt	604	80
2 Vorarbeiter zu 3,6 M. (Fl. 2) für 96 Tage, ergibt	691	20
Somit Tagelohnsumme	15655	68
Regiekosten 10%	1565	57
Rollwagen, im Gebrauch 15 Wagen zu 270 M. = 4050 M.; hiervon für Abnutzung und Abschreibung 20% ergibt	810	—
Rollbahngleise, 600 m lang zu 4,5 M., = 2700 M.; hiervon für Abnutzung und Erhaltung 20% ergibt	540	—
Pulververbrauch (15 Ztr. zu 90 M.)	1350	—
Gerüste (150 m zu 18 M.)	2700	—
Aufstellung einer Schmiede mit Berücksichtigung der späteren Wiederverwendung	360	—
Summa	22981	25
Hierzu die Kosten für die entsprechend der Einschnittleistung ausgemittelte Masse von 474 cbm Stollen und Schächte	6399	—
Somit Gesamtsumme	29380	25

[71]) Bericht über den Bau und Bestand der k. k. priv. österr. Nordwestbahn, für die Wiener Ausstellung herausgegeben, Wien 1873, S. 169, wo auch der 275 m lange, 17 m tiefe, 54500 cbm enthaltende, durch festen Gneis geführte Einschnitt nächst Bitlowschitz zwischen den Stationen Brauzan und Wiese der Hauptbahn, erwähnt wird.

Geförderte Bodenmasse.

Bei 15 bis 20 täglichen Fahrten sind im ganzen 19080 Wagenladungen zu 0,85 cbm Inhalt gefördert worden, sonach beträgt die Masse	16218	cbm
Hierzu die entsprechend der Einschnittleistung auf Stollen und Schächte entfallende Masse mit	474	„
Ergibt zusammen . .	16692	cbm

Es stellen sich somit die Kosten eines Kubikmeters Bodenmasse einschliefslich Verführung auf durchschnittlich 400 m auf 1,76 M.

II. Betrieb des Einschnittes mittels Anwendung einer Lokomotive (vom 21. Juli 1872 bis 31. März 1873).

Arbeiter und Hilfsmittel.

	M.	Pf.
Durchschnittliche Arbeiterzahl f. d. Tag 110, durch 9 Zahlperioden zu 24 Tagen, somit: 110 . 9 . 24 = 23760 Tagesschichten; bei durchschnittlichem Tagelohn von 2,16 M. (Fl. 1,20), ergibt	51321	60
1 Aufseher zu 5,4 M. (Fl. 3), ergibt für 253 Tage	1366	20
2 Vorarbeiter zu 3,6 M. (Fl. 2), ergibt für 216 Tage	1555	20
Somit Tagelohnsumme . .	54243	—
Regiekosten 10%	5424	30
Rollwagen, bei starker Abnutzung durch die Steine, durchschnittlich 50 teils in Verwendung, teils in Ausbesserung zu 270 M. = 13500 M.; hiervon für Abnutzung 20% ergibt	2700	—
Gleisanlage, 1300 m zu 6,66 M., macht 8558 M.; hiervon für Abnutzung und Erhaltung 20% ergibt	1731	60
Pulververbrauch (f. d. Tag 90 Pfd., somit im ganzen 194,4 Ztr. zu 90 M.) . .	17496	—
Dynamit (f. d. Tag 20 Pfd., im ganzen 43,2 Ztr. zu 252 M.)	10886	40
Gerüste (340 m zu 18 M.)	6120	—
Kosten der Maschine, einschl. Herbeischaffung 9000 M.; hiervon für Abnutzung und Abschreibung 20% ergibt	1800	—
Kosten des Brunnens	2160	—
Barackenanlage (2880 M., hiervon 50%)	1440	—
Maschinenführer (8 1/3 Monat zu 153 M.)	1275	—
Heizer (f. d. Tag 1,80 M.)	388	80
Kohlenverbrauch (f. d. Tag 6 Ztr. zu 90 Pf.)	1166	40
Summa . .	106831	50
Hierzu die Kosten für die entsprechend der Einschnittleistung ausgemittelte Masse von 2001 cbm Stollen und Schächte	27013	50
Somit Gesamtkosten . .	133845	—

Geförderte Bodenmasse.

Zahl der Rollwagen f. d. Tag durchschnittlich 16, bei täglich 22maliger Fahrt durch 9 Zahlperioden, zu 24 Tagen, ergibt als Gesamtzahl der geförderten Wagen 76032. Die Ladung betrug durchschnittlich f. d. Wagen 0,9 cbm, es beträgt daher die geförderte Bodenmasse	68428,8	cbm
Hierzu die entsprechend der Einschnittleistung auf Stollen und Schächte entfallende Masse	2001,0	„
Ergibt zusammen . .	70429,8	cbm

Es stellen sich sonach die Kosten eines Kubikmeters Bodenmasse einschliefslich Verführung auf durchschnittlich 800 m Entfernung auf 1,9 M.

Die Zusammenstellung der Tabelle XIX gibt einen Gesamtüberblick über die vorstehenden Zahlenangaben.

Tabelle XIX.

Leistungen u. Kosten des englischen Einschnittbetriebes am Einschnitt bei Gastorf.

Bezeichnung der Leistung	Bis 31. März 1873 geförderte Masse (Stollen ausgenommen) cbm	Durchschnittliche Leistung f. d. Arbeitstag cbm	Arbeitsdauer in Zahlperioden zu 24 Arbeitstagen	Arbeitsdauer in Arbeitstagen	Durchschnittliche Förderweite m	Förderpreis aus der Tabelle M.	Gesamtkosten f. d. cbm M.	Reine Erzeugungskosten f. d. cbm (Förderung ausgenommen)
A. Einschnitt-Profile 487/489 .	26711	101	11	264	250	0,36	2,03	1,67
B. I. Einschnitt-Profile 489/498 (ohne Lokomotive) . .	16218	161	4	96	400	0,47	1,76	1,29
II. Einschnitt-Profile 489/498 (mit Lokomotive) . . .	68429	317	9	216	800	0,76	1,90	1,14

Der 821 m lange Stollen vom Querschnitte 2 m × 2,3 m, nebst 7 Förderschächten, wurde mit Aussicht auf die spätere Anwendung des „englischen Betriebes“ gleich nach Feststellung der Bahntrasse als Sondierungsstollen am 11. April 1871 begonnen und am 14. September desselben Jahres vollendet. Die Kosten dieser Vorarbeit betrugen 54000 M.

Der eigentliche Ausbau des Einschnittes begann südseits am 14. März 1872, nordseits am 1. April 1872. Am 31. März 1873, also nach Ablauf eines Jahres, war der Einschnitt fast vollkommen durchgeschlitzt, und (einschliefslich Stollen) 81,9% der Gesamtmasse gefördert.

Es entfällt sonach auf einen Arbeitsmonat (ausschliefslich Stollen) die Gesamtleistung von 9200 cbm, d. h. auf den Arbeitstag durchschnittlich 360 cbm.

Ermittelt man aus den vorstehenden Ergebnissen die Durchschnittskosten eines Kubikmeters des gesamten geförderten Materials, so stellen sich diese mit Berücksichtigung der Stollenkosten auf 1,91 M. Die mittlere Förderweite für die eben entwickelte Gesamtleistung beträgt 610 m.

Nach der Fördertabelle der österreichischen Nordwestbahn ergaben sich sonach die reinen Gewinnungskosten f. d. Kubikmeter mit 1,40 M. — was mit Rücksicht auf die feste Beschaffenheit des Kalksteinmaterials als sehr günstig zu bezeichnen ist.

Beim Bau der württembergischen Schwarzwaldbahn hat man den Stollen- und Schachtbetrieb bei gröfseren Einschnitten in Felsen und auch in Lehm und Mergel meist in Verbindung mit Lokomotivbeförderung mehrfach eingeführt und sowohl bezüglich der Kosten als namentlich auch der raschen Förderung sehr günstige Ergebnisse erzielt.

Über die Anwendung dieses Arbeitsbetriebes bei einem Teile des 27 m tiefen Sparnsberg-Einschnittes (s. Abb. 1 u. 2, Taf. II) durch Muschelkalk wird folgendes mitgeteilt.[72])

Bei der grofsen Tiefe und felsigen Beschaffenheit des Einschnittes traten besondere Schwierigkeiten ein; trotzdem hat sich auch hier der Betrieb vorteilhaft und sehr fördernd gezeigt. Der Stollen wurde 8′ × 8′ (2,3 m × 2,3 m) im Lichten weit mit einfachstem Einbau von vorn und durch 2 Schächte hergestellt. Vorteilhafter wäre eine etwas gröfsere Weite wegen des leichteren Rangierens der Wagen gewesen. Die übrigen Aufbrüche geschahen von unten herauf.

Der Fufs Stollen kostete 6 bis 8 fl. oder durchschnittlich 12 M. (f. d. Meter 42 M.), die Aufbrüche $3^1/_2$ fl. oder 6 M. f. d. Fufs (f. d. Meter 21 M.). Das Gestein ist Muschelkalk in Schichten von 5 bis 30 Zoll Stärke, welche teils blau und muschelig, teils grau und krystallinisch im Bruch und abbauwürdig sind.

Die zur Milderung des Falles teilweise mit Vorteil schief angelegten Schüttlöcher wurden unten stark eingebaut und die unteren Öffnungen 4′ × 4′ (1,14 m × 1,14 m) weit mit Eisenbahnschienen eingefafst. — Ihre Zahl wurde fortwährend vermehrt, indem eine besondere Mannschaft in der Nacht stets in der Mitte zwischen zwei fertigen einen neuen Aufbruch machte, bis Wagen an Wagen geladen werden konnte. Der Zerstörung der Wagen durch herabfallende Steine konnte bei guter Aufsicht, geübter Mannschaft und starker Bauart der Wagenkasten mit Erfolg begegnet werden. In der Regel wurden an jedem Schüttloch 3 Wagen geladen, wozu im Stollen 2 Mann, im Kessel 6 bis 8 Mann nötig waren.

[72]) Hennings, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1870, S. 64.

Man arbeitete in diesem Einschnitt in 4 Zügen von 20 bis 27 Wagen, von denen einer im Stollen beladen wurde, einer vor dem Stollen im aufgebrochenen Teil das volle Profil herstellte, einer auf dem Abladegerüst geleert wurde und einer unterwegs war. Die Beförderung wurde durch eine kleine, 150 Ztr. schwere Lokomotive bewirkt.

Die Gleisanlage ist auf Taf. II in den Abb. 3 u. 4 angedeutet. — Die Wagen wogen gegen 13 Ztr. (4 Räder 350 Pfd., 2 Achsen 20 Pfd., 4 Lager 45 Pfd., Beschlag 230 Pfd., Tannenholz 620 Pfd.) und kosteten 75 bis 85 Fl. oder etwa 137 M.

Alle Arbeiter wurden für jeden Kippwagen bezahlt und verdienten im Sommer tägl. durchschn. 3 M.

Die Kosten des Felsaushubes berechnen sich einschliefslich der Geschirrunterhaltung, der Sprengmaterialien, Schüttgerüste, Gleislegen, Aufsicht, Lösen, Laden und Beförderung auf etwa 3000 Fufs und Planieren, unter Einrechnung des Stollens einerseits und der Bremsvorrichtung andererseits, auf beiden Seiten ziemlich gleich und betragen rund $2^1/_2$ Fl. f. d. Schachtrute oder 1,70 M. f. d. Kubikmeter.[73])

In eingehender Weise bespricht v. Rziha[74]) die finanziellen Vor- und Nachteile des englischen Einschnittbetriebes und ermittelt, auf Grund der angestellten Kostenberechnungen, bei welchen Einschnitttiefen derselbe überhaupt anfängt, Ersparnisse zu bieten und wie hoch diese sich in den einzelnen Bodenklassen bei verschiedenen Tiefen belaufen.

Er unterscheidet dabei folgende Bodenklassen:

I. rolliges Gebirge mit $1^1/_2$ facher Einschnittböschung,
II. mildes „ „ $1^1/_2$ „ „
III. gebräches „ „ 1 „ „
IV. leicht schiefsbares Gebirge mit $^3/_4$ facher Einschnittböschung,
V. schwer schiefsbares „ „ $^1/_2$ „ „
VI. sehr schwer schiefsbares „ „ $^1/_4$ „ „

und berechnet die Einschnittmassen

für 4 m Kronenbreite bei eingleisiger Bahn
„ 7,5 „ „ „ zweigleisiger „

und für eine Einschnittbreite von 9,6 m bezw. 13,1 m in Schienenhöhe.

Ferner führt er seine Rechnung für Einschnittstrecken von 100 m Länge durch, nimmt auf diese Länge immer einen Schacht an und den Querschnitt des Stollens sowohl wie der Schächte zu 5 qm.

Als Hauptvorteile des englischen Einschnittbetriebes werden hervorgehoben:

a) die durch das Herabrollen des Bodens erreichte Ersparnis an Ladekosten, welche den Kosten eines einmaligen Wurfes gleichgesetzt werden;
b) die Ersparnis durch leichtere Entwässerung;
c) die Ersparnis an Förderlohn, welche mit 5% des gewöhnlichen Lohnes angesetzt wird;
d) die Ersparnis der bei anderem Einschnittbetriebe zu leistenden Zulage für starkes Gefälle der Förderbahnen;
e) die Ersparnis an Gleisen und Weichen.

---

[73]) Über die Anwendung des englischen Betriebes bei einem Einschnitte von 12,5 bis 22 m Tiefe durch sehr festen Grünsand der Kreideformation unter Ton- und Kieslagern, sowie über die dabei erzielten günstigen Ergebnisse vergl. den Aufsatz von F. Wiebe: „Der Bau des Bottroper Einschnittes in der Rheinischen Eisenbahn Duisburg-Quakenbrück", Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, S. 25. — Vergl. auch den Aufsatz von M. Kovatsch: „Der Etagen- und Stollenbau im Bahneinschnitte No. 12 der Istrianer Staatsbahn", Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1880, S. 144.

[74]) v. Rziha, Der englische Einschnittbetrieb, ein Beitrag zum Erdbau. Berlin 1872.

Die unter a), b) und c) erwähnten Ersparnisse werden, wie folgt, veranschlagt:

Bodenklasse:	rollig	mild	gebräch	leicht schiefsbar	schwer schiefsbar	sehr schwer schiefsb.
a) Ersparnis durch Wegfall eines Wurfes f. d. cbm in Pf.:	5,4	7,2	10,8	12,6	14,4	16,2
b) „ an Wasserzulage in Pf.	4,5	5,6	3,2	2,2	1,8	1,3
c) „ an gewöhnlichem Förderlohn in Pf.	0,5	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9
Zusammen Pf.	10,4	13,5	14,8	15,6	17,1	18,4

Anm.: 1 Fl. österr. W. = 1,80 M. gesetzt.

Die Ersparnisse unter d) und e) ergeben für 100 m Länge folgende Werte:

Einschnitttiefe bis Schienenunterkante m	Ersparnis d an Gefälliszulage f. d. cbm in Pf. bei einer Bodenklasse: rollig	mild	gebräch	leicht schiefsbar	schwer schiefsbar	sehr schwer schiefsbar	Ersparnis e an Gleisen und Weichen auf 100 m Einschnittlänge M.
8	2,2	3,2	3,3	3,6	3,8	3,9	630
10	2,7	4	4,3	4,5	4,4	4,9	724
12	3,2	4,8	5	5,4	5,6	5,9	1293
14	3,8	5,6	5,8	6,3	6,7	6,8	1577
16	4,3	6,3	6,6	7,2	7,5	7,8	2189
18	4,9	7,2	7,5	8,1	8,4	8,8	2653
20	5,4	7,9	8,3	9	9,4	9,7	2851

Die Nachteile, welche beim englischen Einschnittbetrieb gegenüber dem gewöhnlichen Einschnittbetriebe zu berücksichtigen sind, bestehen:

f) in dem Aufwande für die Auszimmerung des Stollens und der Schächte;

g) in der schwierigeren, unterirdischen Gewinnung des Gebirges, welche hauptsächlich in der mangelhaften Beleuchtung, in der gezwungenen Körperhaltung der Arbeiter, in der Verspannung des Gebirges und in der Beengung des Raumes ihren Grund haben;

h) in der schwierigen Förderung des Gebirges

und werden wie folgt veranschlagt:

Bodenklasse:	rollig	mild	gebräch	leicht schiefsbar	schwer schiefsbar	sehr schwer schiefsb.
Nachteilige Kosten des Stollen- und Schachtmaterials:						
f) Bölzung . . . . . in M. f. d. cbm	7,20	5,60	3,95	2,50	1,60	—
g) Mehrkosten der Gewinnung . . . . „ „ „ „	0,45	0,90	3,00	5,60	8,65	17,30
h) Mehrkosten der Förderung . . . . „ „ „ „	0,25	0,38	0,40	0,43	0,45	0,49
Zusammen M.	7,90	6,88	7,34	8,53	10,70	17,79

Durch Vervielfältigung der hier angeführten Werte mit den unterirdisch zu gewinnenden Massen auf 100 m Einschnittlänge erhält man den Betrag der durch den Stollenbetrieb erwachsenden Mehrkosten und durch Abzug dieser von dem Betrage der Minderkosten, welche die unter a) bis e) erwähnten Vorteile ergeben, berechnet der Verfasser die auf Mark umgerechnete Tabelle XX (s. S. 138), welche erkennen läfst, um wieviel auf 100 m Länge bei verschiedenen Einschnitttiefen und Bodenklassen der englische Einschnittbetrieb billiger wird als der gewöhnliche Betrieb.

Aus der Tabelle ergibt sich, dafs der englische Einschnittbetrieb in den weichen Gebirgsarten bei geringeren Einschnitttiefen sich eher lohnt, als bei festem Gestein; dafs zweigleisige Bahneinschnitte im milden Gebirge schon bei 8 m Tiefe vorteilhafter durch den englischen Betrieb erschlossen werden, und dafs bei 20 m Tiefe des Ein-

schnittes dieser Betrieb in jedem Gebirge und selbst schon bei eingleisiger Bahn lohnender als der gewöhnliche Einschnittbetrieb ist.

Tabelle XX.

Ersparnis durch den englischen Einschnittbetrieb auf 100 m Länge in Mark.

Einschnitttiefe bis Schienenunterkante m	Eingleisige Bahn bei einer Bodenklasse:						Zweigleisige Bahn bei einer Bodenklasse:					
	rollig	mild	gebräch	leicht schiefsbar	schwer schiefsbar	sehr schwer schiefsb.	rollig	mild	gebräch	leicht schiefsbar	schwer schiefsbar	sehr schwer schiefsb.
8	—	—	—	—	—	—	—	294	—	—	—	—
10	—	1228	404	—	—	—	55	1878	1116	179	—	—
12	1353	3476	2320	1161	—	—	1958	4283	3202	2088	513	—
14	3115	5801	4220	2829	925	—	3844	6777	5284	3949	3035	—
16	5489	8847	6740	5067	2851	—	6348	10003	7997	6393	4280	—
18	8016	12166	9422	7414	4824	—	9014	13511	10885	8959	6487	763
20	10597	15097	12167	9769	6735	329	11742	16593	13847	11544	8644	2358

In den Fällen, für welche die Tabelle leere Stellen zeigt, würde der englische Einschnittbetrieb unvorteilhaft sein.

§ 25. Auftragsarbeiten und Arbeitsbetriebe am Abladeorte. Abgesehen von denjenigen Aufschüttungen, die lediglich zum Aussetzen überflüssiger Erde erfolgen, bei denen es also weder auf eine gewisse Widerstandsfähigkeit, noch auf eine regelmäfsige Formgebung ankommt, handelt es sich bei den Auftragsarbeiten stets um Flächenbeschüttungen, die entweder als Terrassenbildungen, Bahnhofseinebnungen u. s. w. in gröfserer Breitenausdehnung, oder als Eisenbahn-, Strafsen- oder Schutzdämme langgestreckt, in regelmäfsiger Form so herzustellen sind, dafs nicht nur die Ausführung eine möglichst schnelle und wohlfeile sein kann, sondern auch die Lagerung der Auftragmassen in einer Weise erfolgt, die für den Fortbestand der Anschüttung nicht nachteilig wird. Die Vorsichtsmafsregeln zur Verhütung von Rutschungen bei verschiedenen Bodenarten, sowie der Einfluſs der gebräuchlichen Schüttungsarten auf das Verhalten der Dämme werden im § 30 näher erörtert, während hier die Schüttungsarten selbst und die den Beförderungsweisen entsprechenden Betriebe am Abladeort zu besprechen sind.

1. **Die Arten der Dammschüttung.** Je nach den zu verwendenden Fördergefäfsen, je nach der Bodenart des Schüttmaterials und je nach den örtlichen Verhältnissen kann eine Anschüttung in verschiedener Weise erfolgen. Im wesentlichen unterscheidet man:

a) Die Lagenschüttung,
b) die Kopfschüttung,
c) die Seitenschüttung,
d) die Gerüstschüttung,

von denen unter Umständen die Seitenschüttung als Lagenschüttung und die Gerüstschüttung als Kopfschüttung und als Lagen- und Seitenschüttung auftreten kann, während in manchen Fällen die Kopfschüttung mit der Seitenschüttung verbunden wird.

a) Die Lagenschüttung bildet jedenfalls die beste Herstellungsweise der Aufschüttungen und Dammbauten, da die wagerecht oder angenähert wagerecht, je nach der Erdart in Stärken von 0,5 bis 1 m aufgebrachten und auf die ganze Breite in gleicher Stärke durchlaufenden Schichten keine Veranlassung zu Abrutschungen geben. Auch werden die unteren Schichten während der Anschüttung durch das Gewicht der auf sie folgenden Schichten, sowie durch das unausgesetzte Befahren derselben so

zusammengedrückt und gedichtet, dafs nur ein geringes nachträgliches Setzen zu erwarten ist und eine besondere künstliche Dichtung durch Stampfen bei gutem Material in den meisten Fällen überflüssig wird. Dagegen sind namentlich zur Herstellung wasserdichter Dämme vielfach Erdwalzen mit Vorteil verwendet worden.[75]) Bei unlöslichen Bodenarten, wie Sand, Kies u. s. w. kann durch Einwässern der Schichten eine dichtere Lagerung der einzelnen Körner herbeigeführt werden. Es geschieht dies jedoch bei Dammbauten in den seltensten Fällen und nur wenn die Anschüttung Gebäudelasten aufnehmen soll.

b) Die Kopfschüttung kommt nur bei Dammbildungen für Eisenbahnen und Strafsen in Betracht und zwar wird der Damm am besten gleich von der Übergangsstelle am Einschnitt in endgültiger Höhe und Breite geschüttet, indem die Schüttgefäfse stets über die Vorderkante des stetig vorschreitenden Kopfes ausgeleert werden. Dadurch bilden sich schräg liegende, unter dem natürlichen Böschungswinkel geneigte, quer zur Anschüttung gerichtete Schichten, die dem Damm ein weniger festes Gefüge geben, als die wagerechten oder nur wenig geneigten Schichten der Lagenschüttung. Auch ist eine künstliche Dichtung des Dammes nicht möglich. Es ist daher auf ein stärkeres Setzen des Dammes zu rechnen, dagegen braucht bei gutem Schüttmaterial eine Dammbewegung oder ein Abrutschen nicht befürchtet zu werden, weil die Bewegungsrichtung der etwa einer Bewegung zuneigenden Schichten mit der Dammrichtung zusammenfällt, also ein genügend starkes Widerlager findet.

c) Die Seitenschüttung kommt namentlich bei der Verbreiterung schmaler Dämme, sowie bei der Anschüttung eines zum Teil im Einschnitt liegenden Strafsen- oder Eisenbahnkörpers in Betracht, wird aber auch mit der Kopfschüttung in der Weise verbunden, dafs zuerst ein schmaler Damm mittels Kopfschüttung vorgetrieben und dann durch Seitenschüttung verbreitert wird. Auch mit der Lagenschüttung kann die Seitenschüttung verbunden werden, indem jede Lage mit einem schmalen Streifen begonnen und durch Seitenschüttung zur vollen Breite ergänzt wird.

Für hohe Schichten, bezw. für hohe Dämme ist die Seitenschüttung auszuschliefsen, da die schräg angeschütteten Schichten leicht seitlich abrutschen. Jedenfalls darf die Anschüttung bei Schichthöhen von 2,5 m und darüber nur mit sehr gutem, nicht zu Rutschungen neigendem Schüttmaterial ausgeführt werden.

d) Die Gerüstschüttung kann von festen, sogenannten amerikanischen Gerüsten, oder von beweglichen Gerüsten aus vorgenommen werden.

α. Die festen, amerikanischen Gerüste bestehen aus Rüststangen von Rundholz, die bis etwas unter die zukünftige Dammhöhe reichen, gegeneinander entsprechend versteift sind (s. Abb. 17 bis 19, Taf. III) und eine einfache Fahrbahn tragen, von welcher aus der Auftragboden abgestürzt wird, bis der Damm das Gerüst vollständig umhüllt. Dabei kann man die Gerüsthölzer entweder im Damm stecken lassen, wie dies in Amerika stets geschieht und auf der Brenner-Bahn bei Dammschüttungen bis zu 50 m Höhe mit den dort verwendeten 13 bis 18 cm starken Rundhölzern ebenfalls erfolgte; oder man beseitigt nach Anschüttung des Dammes die Gerüsthölzer ganz oder teilweise, um sie später wieder zu verwenden. In diesem Fall stellt man die Rundholzpfosten mit dem Gipfelende nach unten, um sie, nach Beseitigung der Träger und Versteifungshölzer in den oberen Teilen des Gerüstes, mit der Winde herauszuziehen.

[75]) Vergl. Basse, Über Dichtung von Boden. Zentralbl. d. Bauverw. 1884, S. 190, und Ann. des ponts et chaussées 1893 II. S. 34.

Bei nicht zu hohen Gerüsten und bei günstiger Beschaffenheit des Schüttbodens pflegt diese Arbeit keine grofsen Schwierigkeiten zu bereiten. So wurde z. B. beim Bau der Strecke Duisburg-Quakenbrück der Rheinischen Eisenbahn ein Gerüst (s. weiter unten unter 4b. und Abb. 20 u. 21, Taf. III) verwendet, das achtmal benutzt worden ist und dessen Kosten sich daher nur zu 11 Pfennig für das Kubikmeter abgeladenen Bodens berechnen.[76])

Übrigens ist die Befürchtung, dafs das verschüttete Holz der Erhaltung des Dammes schaden könnte, nach den seitherigen Erfahrungen unbegründet. Man nimmt im Gegenteil an, dafs ein verschüttetes Holzgerüst dem losen Dammmaterial, besonders in der ersten Zeit, wo die schädlichen Bewegungen am meisten zu fürchten sind, einen gewissen Zusammenhang gibt. Nur wenn der Damm Überschwemmungen ausgesetzt und das Schüttmaterial sehr wasser- und luftdurchlässig ist, wäre ein rasches Verfaulen des Holzes und damit ein Zusammensacken des Dammes unter Rifsbildungen an diesen Stellen zu befürchten.

Bei der Schüttung von solchen festen Gerüsten aus können die unteren Schichten des Dammes bis zu einer gewissen Höhe in dünnen, abzugleichenden Lagen geschüttet werden. Man erhält dadurch die, besonders bei unzuverlässigem Material, für die Standsicherheit des Dammes so wünschenswerte wagerechte Lagerung des Auftragbodens, also eine der Lagenschüttung gleichartige Ausbildung. Von einer gewissen Höhe an rutscht allerdings die Erde auf den Seitenflächen ab und bildet nicht mehr wagerechte, sondern geneigte Lagen, ähnlich denjenigen, wie sie bei der Seitenschüttung entstehen. Immerhin hat man es in der Hand, unter Vermeidung langer und zusammenhängender schräger Schüttflächen, den Schüttboden in so dünnen Lagen aufzutragen, als es, je nach der Beschaffenheit des Materials, die Rücksicht auf die Haltbarkeit des herzustellenden Dammes erfordert.

β. Die beweglichen Sturzgerüste bestehen aus einem beweglichen Bock (s. Abb. 25 u. 26, Taf. III) und Längsträgern, die mit dem einen Ende auf ersterem, mit dem anderen auf dem Kopf der Schüttung aufruhen und die Förderbahn tragen. Mitunter erhalten sie noch in der Mitte eine Unterstützung (s. Abb. 22, Taf. III) durch ein einfaches untergestelltes Joch.

Die Schüttung erfolgt entweder wie von den festen Gerüsten aus, oder es wird der Damm in voller Breite mittels Kopfschüttung vorgetrieben, indem man das Gerüst nur zur Aufnahme der leeren Wagen benutzt (s. unten unter 4b). Auch in der Weise kann verfahren werden, dafs man mit Hülfe des Gerüstes an der einen Seite einen schmalen Damm vortreibt, von welchem aus der Damm durch Seitenschüttung auf die erforderliche Breite verbreitert wird, was aber, wie schon mehrfach erwähnt, nur bei gutem Schüttboden zulässig ist.

Ist auf die eine oder andere Art der Raum unter der Bühne des Sturzgerüstes vollgeschüttet, so wird dieses mittels Winden vorgerückt. Um diese Arbeit zu erleichtern, wird der vordere Gerüstbock auf Rollen gestellt, für welche eine ebene mit hölzernen Langschwellen oder mit Schienen belegte Bahn vorhanden sein mufs. Auch die auf der Schüttung ruhenden Trägerenden werden häufig zur Verminderung der Reibung auf Walzen gelegt. Das Vorrücken des Sturzgerüstes erfordert stets viel Mühe und unterbricht die Arbeit, ist also auch zeitraubend. Daher ist auf die Wahl einer zweckmäfsigen Bewegungsvorrichtung Bedacht zu nehmen.

[76]) F. Wiebe, Der Bau des Bottroper Einschnittes u. s. w. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, S. 40.

Breite Sturzgerüste werden schwerfällig. Bei breiten Dämmen ist daher die Anordnung mehrerer nebeneinander liegender Sturzgerüste vorzuziehen (s. weiter unten unter 4b. und Abb. 24, Taf. III).

Auch bei Dammschüttungen im Wasser sind bewegliche und zwar schwimmende Sturzgerüste verwendet worden. Abb. 27, Taf. III zeigt das für den Ringdamm im Flemhuder See benutzte schwimmende Schüttgerüst[77]), das aus einem etwa 25 m langen hölzernen Hängewerksträger AB bestand, dessen vorderes Ende B auf einem quer vor Kopf des zu schüttenden Dammes liegenden Prahm P_1 auflagerte, während das hintere Ende A mit eisernen Hängestangen an einem in der Höhe quer darüber gelegten Hängewerksträger CD aufgehängt war, der seinerseits wiederum auf zwei seitlich von dem bereits fertigen Dammkopfe schwimmenden Prahmen P_2 und P_3 aufgelagert war. Eine aus sehr starken 8 m langen Hölzern bestehende Übergangsbrücke bildete die Verbindung zwischen dem bereits festen Dammkopfe und dem schwimmenden Gerüst, das durch geeignete Aussteifungen so in sich verspreizt war, dafs es als festes Ganzes an den nach vorn ausgebrachten Ankern E und F vorgezogen werden konnte, je nachdem der Fortschritt der Schüttung dies erforderlich machte. Die erwähnte Verbindungsbrücke wurde dabei auf dem inzwischen fertig gestellten Teile der Dammkrone nachgeschleppt. Über die Art der Dammausführung s. weiter unten unter 4b.

2. Arbeitsbetrieb mit der Schiebkarre. Dieser eignet sich innerhalb der im § 12 (S. 52) für die Förderweite angegebenen Grenzen insbesondere für die Lagenschüttung, namentlich bei steil anzulegenden Förderbahnen und bei Seitenentnahme des Bodens, bei welch letzterer man in der Regel die Fahrten mit Steigungen von 1 : 10 schräg zur Dammrichtung an den Böschungen anzuordnen pflegt und, um jede unnötige Hebung des Bodens zu vermeiden, den Damm in dünnen, 1 bis höchstens $1^1/_2$ m starken Schichten anschüttet, so dafs ein bequemes Entleeren der Karren ohne zu häufiges Verlegen der Fahrten möglich wird. Dabei beginnt man mit der Anlage eines der Schichthöhe entsprechenden Walles am Dammfufs. Hat dieser eine gewisse Breite erreicht, so benutzt man ihn für die Karrbahn und schüttet die Schicht unter stetiger seitlicher Vorrückung der Fahrdielen seitwärts auf die ganze Dammbreite durch, bis an der anderen Dammseite die neue Schicht wieder mit einem neuen Wall begonnen wird.

Zum Abgleichen des abgestürzten Bodens bis zur Höhe der Fahrt und zum Verlegen der Dielen werden bei jeder Karrfahrt ein oder mehrere Arbeiter je nach der Anzahl und Stärke der Arbeiterkolonnen angestellt.

Das Vortreiben des Dammes durch Kopfschüttung ist bei Anwendung von Schiebkarren, selbst bei einer Anschüttung in mehreren Absätzen, nicht zu empfehlen, weil die Kolonnen der stets seitwärts den Boden abstürzenden Karrenschieber wegen der verhältnismäfsig geringen Breite des Kopfes nicht genügend Raum finden; auch müssen die Karrdielen am Dammkopf zu häufig verschoben werden. Die übrigen Arten der Dammschüttung kommen beim Schiebkarren nicht in Betracht.

3. Arbeitsbetrieb mit Hand- und Pferdekippkarren. Am geeignetsten erscheint für beide Betriebe die Kopfschüttung auf die ganze Breite des Dammes, wobei je nach seiner Höhe und je nach der Beschaffenheit des Schüttbodens gleich in voller Höhe oder in mehreren Absätzen geschüttet werden kann. Die Karrbahnen erhalten hierbei für jede Absatzhöhe eine dauernd unveränderte Lage und brauchen nur stetig verlängert zu werden. Kurz vor der Schüttstelle endet die Fahrbahn in einer Arbeitsbühne, die

[77]) Fülscher, Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 122.

aus dicht aneinander schliefsenden quer gelegten Bohlen besteht (s. § 13, S. 61). Auf dieser werden die Karren gewendet und umgekippt. Mit dem Vorrücken der Schüttung wird der Bohlenbelag ebenfalls vorgerückt, indem die hintenliegenden Bohlen fortgenommen und vorn angeschlossen werden, so dafs die Kippkarren immer bis an den Schüttkopf gefahren werden können. Bei Verwendung von Pferdekippkarren, die nicht zu je zweien von einem Pferde gezogen werden, geschieht das Wenden, Kippen und Zurückschieben der Karren, sowie das Verlegen des Bohlenbodens durch besonders dafür angestellte 7 Arbeiter, die in bestimmten Zeitabschnitten abgelöst werden müssen (s. § 13, S. 62). Bei Handkippkarren werden diese Arbeiten in der Regel von den die Karren ziehenden 2 bezw. 3 Arbeitern erledigt.

4. Arbeitsbetriebe bei Beförderung auf Schienengleisen. Hier sind sämtliche Arten der Dammschüttung oder Vereinigungen derselben zur Anwendung gekommen, die ihrer Eigenart entsprechend im nachstehenden kurz behandelt werden sollen.

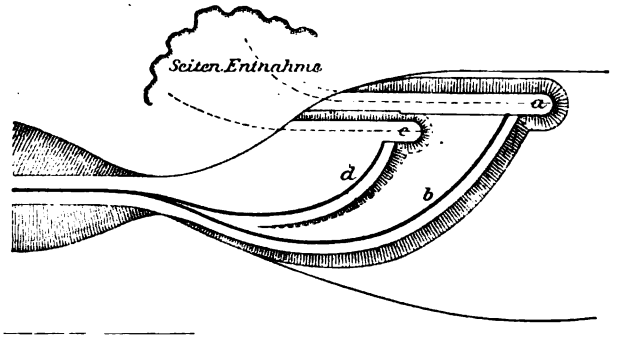
a) Anwendung der Lagen- und Seitenschüttung. Am vorteilhaftesten in Bezug auf die Schnelligkeit und die Kosten der Ausführung ist die seitliche Entladung der Erdwagen von lang gestreckten Gleisen aus, indem hierbei die gröfstmögliche Anzahl von Wagen gleichzeitig und in einfachster Weise zu leeren ist.

Um diese Vorteile auszunutzen, pflegt man, wo die Bodenverhältnisse es gestatten, und namentlich bei Lokomotivbeförderung, in der Weise vorzugehen, dafs man vom Auf- und Abtragwechsel aus, zunächst in geringer Höhe über dem Gelände, ein langes, zur Aufstellung und Entladung ganzer Wagenzüge ausreichendes Gleis herstellt und, indem man von hier aus die Wagen seitlich entladet, mit dem Fortschreiten der Schüttung das Gleis seitlich verschiebt. Um dabei die zur ersten Lagerung des Gleises erforderlichen Handarbeiten tunlichst einzuschränken, führt man mit starkem Gefälle, bis zu 1 : 30 und mehr, das Gleis vom Einschnitt auf das Auftragsgelände hinab und ermäfsigt durch allmähliche Erhöhung desselben das Gefälle auf das für den Betrieb günstige Verhältnis. Ist letzteres erreicht, so rückt die Schüttung in parallelen Schichten 4..5.. u. s. w. vor (s. Abb. 8, Taf. III), so dafs man eine Art Lagenschüttung erhält.

Da bei dieser Ausführungsweise das Gleis häufig gehoben und seitlich verschoben werden mufs, so ist es vorteilhaft, die Schüttung in möglichst hohen Schichten auszuführen, was zur Seitenschüttung oder zu einer Verbindung der letzteren mit der Lagenschüttung führt. Wie weit man mit der Schütthöhe gehen darf, hängt von der Beschaffenheit des Schüttmaterials ab.

Bei breiten bezw. hohen Aufträgen hat man auch wohl die Hauptmassen aus Seitenkippern in der Längenrichtung des Dammes seitlich angeschüttet, nachdem vorher ein nur schmaler Kopf durch Vorderkipper oder Karren hergestellt war.

Abb. 111. *Lagen- und Seitenschüttung.*



Auf der Gebirgsstrecke Haan-Opladen der Bergisch-Märkischen Bahn[78]) ist dies namentlich dann zur Anwendung gekommen, wenn in der Nähe des Wechsels von Auf- und Abtrag eine bedeutende Seitenentnahme von Boden in günstiger Höhenlage einzurichten war. Die Abb. 111 veranschaulicht eine derartige Arbeitsstelle, auf welcher die Anschüttung des Bahndammes in einzelnen 15 bis 20 Fufs

[78]) Siehe 3. Supplementband zum Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1869, S. 97.

(4,7 bis 6,3 m) hohen Stufen erfolgte. Hierbei wurde aus der Seitenentnahme mittels Kippkarren zunächst der Kopf *a* vorgetrieben, an welchen sich dann das Fördergleis für die Kippwagen anlehnte, dessen Lage sich selbstverständlich nach und nach änderte und ausdehnte. Nachdem die Schicht *b* durchgeschüttet war, wurde das Gleis aufgebrochen und auf die Höhe der nächsten Stufe *d* gebracht, für welche der Kopf *c* ebenfalls wieder vorher mit Karren vorgeschüttet war.

Starke Gefälle und Kurven sind bei solchem Betriebe unvermeidlich; die fortwährenden Veränderungen an dem Gleis und die öftere Herstellung einer neuen Fahrt auf den verschiedenen Stufen erscheinen mindestens nicht weniger lästig und kostspielig, als die mit der Anwendung eines Sturzbockes (s. unten unter b) verbundenen Arbeiten.

Mufs ein Bauwerk hinterfüllt werden, so kann man über eine vorläufige Rampe *a b* (Abb. 9, Taf. III), welche zur Seite des Dammes geschüttet, bezw. in die Böschung eingeschnitten wird, die Erdwagen neben dem Bauwerk vorbeifahren, den zur Hinterfüllung erforderlichen Boden bei *c d* abladen und während dieser durch Handarbeiter um das Bauwerk gelagert wird, die Haupterdmassen in den unteren Schichten des Dammes jenseits *d* verbauen, bis der Teil *b d e f* hergestellt ist und das Gleis über das Bauwerk gelegt werden kann.

Die Gleise legt man bei Lokomotivbetrieb so an, dafs die Maschine die vollen Wagen nach den Abladestellen schiebt und richtet an geeigneten Plätzen Ausweichestellen ein, auf denen die Lokomotive ihre Stellung zum Zuge wechseln kann (s. § 15, S. 88 u. 92).

Zeigt das zu überschüttende Bahngelände in der Richtung der Bahnachse ein so starkes Gefälle, dafs die für die Erdbeförderung auf Gleisbahnen mit Lokomotiv-, Pferde- oder Handbetrieb zulässigen gröfsten Steigungen nur mit Aufwendung bedeutender Handarbeit oder gar nicht zu erreichen sind, so kann es vorteilhaft sein, einen Seilbetrieb, ähnlich den in den §§ 19 u. 20 beschriebenen, einzurichten (s. S. 109 ff.).

b) Anwendung der Gerüstschüttung. Eine andere, namentlich zur Überschüttung von Bauwerken zweckmäfsige Ausführungsweise besteht in der Anwendung der S. 139 u. 140 beschriebenen festen Schüttgerüste.

α. Feste Gerüste. Solche Gerüste haben für den Betrieb der Erdarbeiten den grofsen Vorteil, dafs das häufige, auf frischen Schüttungen unvermeidliche Verlegen, Heben und Stopfen der Gleise ganz wegfällt und die Bahn, von der Benetzung durch Regen abgesehen, stets trocken bleibt. Dieser Vorteil ist so grofs, dafs er nicht selten die Herstellungskosten des Gerüstes aufwiegt, und deshalb die festen Schüttgerüste auch oft da Anwendung gefunden haben, wo die Bodenverhältnisse die Lagen- bezw. Lagen- und Seitenschüttung nicht ausgeschlossen hätten.

Bei den mit grofser Schnelligkeit ausgeführten neueren Bahnbauten in Österreich soll man die Erfahrung gemacht haben, dafs bei einem Holzpreise von 25 kr. für den Kubikfufs (rd. 14 M. f. d. cbm) schon Gerüste von $2^1/_2$ m Höhe, vorzugsweise wegen der Zeitersparung, lohnend waren und dafs die Gerüstkosten bei Dammhöhen von 5 m etwa 36 Pf. (20 kr.), bei Höhen von 10 m 39 Pf. (16 kr.) für das cbm Dammmasse eines zweigleisigen Erdkörpers betrugen.

Ein zur Schüttung des Eisenbahndammes bei Bliesebersingen[79]) auf der Linie Zweibrücken-Pirmasens 1876/78 benutztes Absturzgerüst hat bei einem Preise des verwendeten Rundholzes von 32 M. f. d. cbm f. d. Meter Länge oder für 10 qm Ansichtsfläche 50 M. und f. d. cbm abgestürzte Bodenmasse 25 Pf. gekostet. Der 30 m über die Talsohle sich erhebende, eine Füllmasse von rd. 230000 cbm beanspruchende Damm wurde zunächst von beiden Einschnitten aus durch Kopfschüttung mit Handkippkarren ge-

[79]) Vergl. Levy, Zeitschr. f. Bauk. 1878, S. 399. Weitere Beispiele der Anwendung von festen Schüttgerüsten finden sich in: Seefehlner, Die Karlstadt-Fiumaner Bahn. Zeitschr. f. Bauk. 1881, S. 218, und Völker, Dammschüttung im Birkental und Erdarbeiten der Württembergischen Gaubahnstrecke Schopfloch-Freudenstadt. Zeitschr. f. Bauk. 1884, S. 149.

schüttet, bis man sich entschlofs, zur Ausfüllung der etwa 140 m grofsen Lücke und zur Überschüttung der in der Talsohle liegenden Wegunterführung ein Schüttgerüst anzuwenden, das, auf der einen Seite mit 3,5%, auf der anderen mit 5% Gefälle versehen, die beladenen Erdwagen nach der auf ein kurzes Stück wagerechten Mittelstrecke zu durch ihr eigenes Gewicht unter Anwendung der Bremse zur Abladestelle führte. Die leeren Wagen wurden zusammengekuppelt auf der weniger steilen Strecke durch Pferde, auf der mit 5% Steigung versehenen Strecke durch ein Drahtseil in den Einschnitt zurückgezogen. Das bis zu 14 m hohe Gerüst bestand aus Tannenrundholz-Stangen von 0,2 bis 0,25 m mittlerem Durchmesser, die entsprechend untereinander und der Seite hin verstrebt waren (s. Abb. 17 u. 18, Taf. III). Nur an den Pfosten wurden sowohl für die unteren, als auch für die oberen Schwellen Zapfen angeschnitten, im übrigen aber die Holzteile durch 0,02 m starke eiserne Bolzen, oder wo keine Zugkräfte zu befürchten waren, durch gewöhnliche Gerüstklammern verbunden.

Die Aufstellung des Gerüstes erfolgte nach Abb. 19, Taf. III in der Art, dafs man, an den Enden beginnend, die kurzen Joche von Hand oder mit einfachen Hülfsmitteln aufrichtete und dann die Längsträger überschob. Die Aufrichtung weiterer höherer Joche *g* geschah mit Hülfe einer hinreichend beschwerten Winde *f*, indem unter Mitwirkung von seitlich unten bei *h*, oder oben bei *c* angestellten Zimmerleuten das Joch an einem über die am Streckbaum *a* befestigte Rolle *d* laufenden Seil hochgezogen und dann verstrebt wurde. Bei *b* war der Streckbaum durch untergeschobene Schwellen gehoben, um für die Rolle *d* die erforderliche Höhenlage zu erhalten.

Durchbiegungen oder Schwankungen wurden am Gerüst beim Befahren mit etwa 20 teils aneinander gekuppelten, teils einzelnen Wagen mit einem Gesamtgewicht von 80 bis 100 t nicht fühlbar und auch das gleichzeitige Abkippen mehrerer Rollwagen brachte nicht bedenkliche Seitenschwankungen hervor.

Hier mag auch auf die Art der Herstellung von Steindämmen aus frei in das Meer gestürzten Felsmassen hingewiesen werden, welche an einigen Sicherheitshäfen der englischen Küste zur Bildung von Wellenbrechern angewandt wurde.

Ein Beispiel hierzu ist der in den 50er und 60er Jahren ausgeführte Bau des Wellenbrechers bei Holyhead an der Westküste Englands. Um bei den heftigen Angriffen der Wellen dem Kern des Dammes ein möglichst sicheres Lager zu verschaffen, hat man hier den Damm nicht in vollem Profil vorgetrieben, was an anderer Stelle versucht war, sich aber nicht bewährt hat, sondern die Schüttung lagenweise vorgenommen und zwar von einem nach und nach über die ganze Länge und die volle Kronenbreite des Dammes sich erstreckenden Holzgerüst aus, zu dessen Herstellung die am unteren Ende durch Steinkisten gesicherten und gehaltenen Tragpfähle mittels Kranvorrichtungen von dem bereits fertigen Teile des Gerüstes aus versetzt und durch vorsichtige Umschüttung in ihrer Stellung erhalten wurden. In einer Breite von etwa 45 m (150′ engl.) trug das Gerüst bis zu 6 durch Weichen miteinander verbundene Schienengleise von sehr breiter Spur, auf denen die mit den Steinen beladenen Wagen durch Lokomotiven aus den nahe gelegenen Steinbrüchen herbeigefahren wurden und nach Umkippen ihrer um wagerechte Achsen zwischen den Rädern drehbaren Wagenkasten den Inhalt hinabgleiten liefsen. Die Felsstücke lagerten sich an den Aufsenseiten der Schüttung anfangs mit einer Böschung von 1 : 1, die aber an der dem Meere zugekehrten Seite des Dammes unter den Angriffen der Wellen allmählich sich änderte und nach 2 bis 3 Jahren in der Höhe zwischen Hochwasser und etwa 2 m unter Niedrigwasser, wo die See am mächtigsten wirkt, eine Neigung von 1 : 7 bis 1 : 9, darüber von 1 : $1^1/_2$, darunter von 1 : 1 annahm. Nach dem Hafen zu blieb die ursprüngliche Böschung von 1 : 1 bestehen.

Nicht selten gibt man den Schüttgerüsten, wie bereits S. 139 erwähnt wurde, eine solche Anordnung, dafs die spätere Beseitigung und weitere Verwendung der Hölzer ganz oder teilweise möglich bleibt.

Ein lehrreiches Beispiel hierfür bietet das auch schon S. 140 angeführte Schüttgerüst für die Dammbauten der Rheinischen Eisenbahn Duisburg-Quakenbrück.[80])

Die Bauwerke der Bauabteilung Duisburg lagen zum Teil so nahe bei einander, dass Schüttgerüste (s. Abb. 20 u. 21, Taf. III) aufgestellt werden mufsten, deren Böcke 4,5 m voneinander entfernt waren. Beschafft wurde das Material für eine Gerüstlänge von 180 m. Dazu waren erforderlich:

[80]) F. Wiebe, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, S. 40.

150,8 cbm Tannenrundholz zu 28 M.	4222,40 M.
11,7 „ Kantholz zu 40 M.	468,00 „
162 qm 3 cm starke Bretter zu 1,5 M.	243,00 „
2464 kg Eisen zu 40 Pf.	985,60 „
also Kosten das Meter . . .	5919,00 M.

Das Verzimmern und Aufstellen des Gerüstes einschliefslich der Anbringung der Eisenteile kostete f. d. m Holzlänge 30 Pf.; für die Herstellung des Bohlenbelags wurden f. d. qm 30 Pf. und für das Legen von Schwellen und Schienen auf dem Gerüst für d. m 1,2 M. bezahlt. Die erste vollständige Aufstellung des Gerüstes auf eine Länge von 175 m kostete 1221 M.

Während der Schüttung wurden die Streben (s. Abb. 20 u. 21, Taf. III) gelöst und allmählich entfernt. Nach vollendeter Schüttung mufsten schliefslich die Stiele mittels Winden aus dem Damm herausgezogen werden. Es gingen also jedesmal nur die Grundschwellen *a* verloren. Für das Herausziehen und für die Wiederaufstellung sind in der ersten Zeit für jeden Gerüstbock 40 M. bezahlt worden. Später ermäfsigte sich dieser Preis auf 30 M. Die Herstellung des Gleises und das Aufbringen des Bohlenbelages wurden beim jedesmaligen Versetzen mit bezw. 70 Pf. f. d. m und 30 Pf. f. d. qm vergütet. Als das Gerüst zum achtenmale aufgestellt wurde, war noch Material für 30 Böcke, also für eine Gerüstlänge von rd. 130 m vorhanden.

Im ganzen wurden 120 000 cbm Boden mit Hülfe der Gerüste geschüttet, so dafs auf das Kubikmeter Boden etwa 11 Pf. an Gerüstkosten zu rechnen sind.

Die beschriebenen beiden Schüttungsarten bieten neben dem S. 140 hervorgehobenen Vorteil der günstigen Lagerung der Bodenmassen noch den Betriebsvorteil, dafs auf den lang gestreckten Arbeitsgleisen eine grofse, für alle vorkommenden Bedürfnisse ausreichende Anzahl von Wagen gleichzeitig entladen werden kann.[81])

Ein ungewöhnliches, in geeigneten Fällen aber mit Vorteil anzuwendendes Schüttgerüst bietet eine Hängebrücke, wie sie Grémaud[82]) zur Aufnahme der leeren Wagen bei der Schüttung der Strafsendämme zur Durchquerung zweier Täler in der Nähe von Freiburg a. d. Saane benutzte. Die von steilen Hängen begrenzten Täler hatten 105 m bezw. 110 m Breite und 45 m bezw. 34 m Tiefe, so dafs die Aufstellung gewöhnlicher Schüttgerüste umständlich und teuer gewesen wäre. Es wurden daher in der Dammrichtung zwei eiserne Tragseile auf jeder Talseite auf je einem 7 m hohen Bock gelagert und hinter diesem an hölzernen durch Steine beschwerten Gerüsten verankert. An den Tragseilen war mittels dünner Drahtseile die hölzerne, 4 m breite Fahrbahn aufgehängt, die das Gleis trug. Da die Brücke nur die leeren Wagen aufzunehmen hatte, konnte sie ganz leicht gebaut sein und lag beim Fortschreiten des vor Kopf geschütteten Dammes zum Teil auf diesem auf. Die Kosten der Brücke betrugen nur 6400 M. und sind mit ihrer Hülfe beide Dämme mit zusammen 500 000 cbm Inhalt geschüttet worden.

β. Bewegliche Gerüste. Die namentlich bei älteren Dammausführungen vielfach verwendeten beweglichen Sturzgerüste (s. S. 140 und Abb. 22 bis 27, Taf. III) bedingen gewissermafsen die Kopfschüttung oder die mit dieser verbundene Seitenschüttung. Der Arbeitsbetrieb ist in der Regel derart, dafs auf das Gerüst so viele Wagen, als Platz finden können, aufgefahren, seitlich entladen und dann zurückgefahren werden, um anderen vollen Wagen Platz zu machen. Seltener benutzt man das Gerüst nur zur Aufnahme der leeren Wagen, indem man das Entladen der Wagen, die in diesem Falle auch Vorderkipper sein können, nur am Kopf des fertigen Dammes vornimmt und die leeren Wagen dann einzeln auf das Gerüst schiebt, bis dieses in seiner ganzen Länge besetzt ist, worauf dann die leeren Wagen zurückgezogen werden und das Abladen von neuem beginnt. In letzterem Fall kann das Gerüst, da es nur leere Wagen aufzunehmen hat, leichter gebaut sein.

---

[81]) Über annähernde Veranschlagung der Fördergerüst-Kosten beim Erdbau mit Rollbahnbetrieb vergl. F. Kreuter, Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 344.

[82]) Vergl. Dircksen, Hängebrücke als Schüttgerüst. Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 354.

Für den raschen Fortgang der Arbeit ist es von Wichtigkeit, das Gerüst zur Aufstellung möglichst vieler Wagen einzurichten, also möglichst lang zu machen, weil eine gröfsere Anzahl von Wagen auf dem Gerüst in derselben Zeit zu entladen ist, wie eine geringere. Längen von 20 bis 25 m sind mehrfach in Holz, als einfache Balken, Laves'sche Balken u. s. w. hergestellt worden; bei noch gröfseren Längen würde man zweckmäfsig Eisen verwenden. Dabei ist aber zu beachten, dafs mit der Gröfse des Gerüstes die Schwierigkeiten und Kosten seiner Fortbewegung wachsen.

Auf der Bergisch-Märkischen Bahn hat die Verstellung des Bockes mit der darauf liegenden Bühne und die sonst hiermit verbundenen Arbeiten die Tätigkeit von 10 bis 12 Arbeitern auf etwa 2 Stunden in Anspruch genommen.

Mohr[83]) gibt über die Leistungen und Kosten der Schüttungsweise mittels Sturzgerüst beim Bau der Lüneburg-Hohnstorfer Bahn nach seinen Beobachtungen bei Herstellung eines bis 8 m hohen, gröfstenteils aus leichtem Sandboden bestehenden Dammes folgendes an:

Das angewandte Sturzgerüst nahm zur Zeit 4 Wagen zu rund 1 cbm Boden auf, welche nicht zum Kippen eingerichtet waren, sondern mittels Hacken und Schaufeln entladen werden mufsten. Das Entladen eines Zuges dauerte $1^1/_2$ Minuten, das Auf- und Abfahren ebenso lange, so dafs bei vollkommen regelmäfsigem Gange 20 . 4 = 80 Wagen in der Stunde entladen werden konnten. Infolge unvermeidlicher Störungen durch Entgleisungen in der Weiche und durch unregelmäfsige Ankunft der Züge sind indessen nicht mehr als 60 bis 65 Wagen in der Arbeitsstunde, also innerhalb 10 Stunden etwa 600 bis 650 cbm entladen worden.

Das Vorrücken des Sturzgerüstes, einschliefslich der zugehörigen Nebenarbeiten, erforderte bei dem vorhandenen ungünstigen Untergrunde $2^1/_2$ bis 3 Stunden Arbeit.

Das Entladen vermittelst des Sturzgerüstes hat 7,8 bis 11 Pf. f. d. cbm gekostet.

Das Vorrücken des Sturzgerüstes kostete je nach der von dem Untergrunde bedingten Schwierigkeit der Arbeit 1,7 bis 4,4 Pf. f. d. cbm. Die Herstellung der Bahn für den Bock des Sturzgerüstes bestand in der Anschüttung eines 2 Fufs hohen Dammes und in dem Legen der Langschwellen für die Laufrollen des Bockes. Diese Arbeit kostete 0,6 bis 1,9 Pf. f. d. cbm der ganzen Auftragmasse.

Allgemein kann man für die Arbeiten am Abladeorte, einschliefslich der Unterhaltung der Gleise daselbst und der unter günstigen Verhältnissen auszuführenden Fortbewegung des Sturzgerüstes, rechnen:

im Sandboden . . .	0,7	Arbeitsstunden	f. d.	cbm
in leichtem Lehm . .	0,78	„	„	„
in schwerem Lehm .	0,94	„	„	„

Wird die Bewegung des Gerüstes durch ungünstige Umstände erschwert, so sind dafür 0,08 bis 0,16 Stunden f. d. cbm mehr in Rechnung zu bringen.

Der Hauptnachteil der Schüttung von Sturzgerüsten liegt in der nur geringen dabei zu erzielenden Leistung. Mehr als 600 bis 700 cbm von einem eingleisigen Gerüst täglich zu schütten, wie es bei dem oben angeführten Bau der Lüneburg-Hohnstorfer Bahn geschehen ist, dürfte immer schon eine aufsergewöhnliche Leistung sein.

Bei der hannoverschen Eisenbahnverwaltung rechnete man früher auf eine durchschnittliche Fördermasse von etwa 80 bis 90 hannoverischen Schachtruten (510 bis 575 cbm) f. d. Arbeitstag.

Auf der Bergisch-Märkischen Eisenbahn[84]) wurden im Sommer jeden Tag 128 Schachtruten preufs. = 570 cbm von einem Gerüst geschüttet. Hier hatte sich eine Schüttungshöhe von 20′ = 6,3 m am vorteilhaftesten erwiesen, da bei dieser Höhe der Bock und die Bühne täglich um 18′ oder um eine Schienenlänge vorgerückt werden konnte. Beim Bau der Bahn Paris - St. Germain wurden von einem Sturzgerüst täglich 300 Wagen von 1,5 cbm Inhalt entladen, also 450 cbm geschüttet.

Sturzgerüste mit zwei Gleisen werden sehr schwerfällig und machen eine verwickelte Gleisanlage nötig, so dafs man keineswegs darauf rechnen kann, bei ihrer

[83]) Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 168.

[84]) Siehe 3. Supplementband zum Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1869, S. 97.

Anwendung die Leistung zu verdoppeln. Die obere Dammbreite, welche sich mit einem eingleisigen Sturzgerüst herstellen läfst, beträgt etwa 3 m.

Vorzuziehen ist daher die Anordnung mehrerer eingleisiger Sturzgerüste, sofern die Breite des zu schüttenden Dammes deren Aufstellung gestattet. Bei sehr hohen Dämmen hat man auch wohl die Schüttung in zwei Absätzen hergestellt, unter Benutzung dreier Sturzgerüste unten und eines solchen oben. Die Gleisanlage und der Betrieb wird dabei aber sehr umständlich und es entspricht die Leistung bei weitem nicht derjenigen bei nur einem einzigen Sturzgerüst.

Die Gleisanlage am Abladeorte gestaltet sich bei Anwendung eines oder zweier Sturzgerüste mit je einem Gleise etwa wie in den Abb. 23 u. 24 der Taf. III.

Von den Gleisen *a* und *b* dient in beiden Fällen eins für die Aufstellung der vollen, das andere für die leeren Wagen. In Abb. 23 sind beide Gleise durch die Weiche *c* mit dem Gerüstgleis verbunden. Um hier während des Vorrückens des Sturzgerüstes das Abladen nicht zu unterbrechen, ist die Weiche *d* eingelegt, welche die Überführung der vollen Wagen von *a* nach *b* ermöglicht. Während des Vorrückens des Gerüstes können die Wagen dann zwischen *d* und *c* entladen und leer über *b* in den Einschnitt zurückgeführt werden.

Bei der Anordnung nach Abb. 24 für zwei Sturzgerüste gestattet die gröfsere Gleislänge zwischen der Verbindungsweiche *e* und den Gerüsten die Entladung der Wagen während des Fortbewegens eines Gerüstes unmittelbar von diesen Gleisen aus.

Um die Gesamtleistung zu erhöhen, benutzt man häufig das Sturzgerüst nur zum Vortreiben der Schüttung in geringer Breite und stellt das volle Profil des Auftrages durch Entladung eines Teiles der Wagen unmittelbar vom Damm aus her. Diese Art der Ausführung, die im allgemeinen, wie schon mehrfach erwähnt, nur bei gutem Schüttmaterial zu empfehlen ist, fand bei der Schüttung des Ringdammes im Flemhuder See[85]) unter Verwendung des (S. 141) beschriebenen schwimmenden Sturzgerüstes (s. Abb. 27, Taf. III) Anwendung.

Da der Boden zur Schüttung des Dammes mehrere Kilometer weit hergeschafft werden mufste und sehr bedeutende Bodenmassen erforderlich waren, so konnte die Heranschaffung nur mit grofsen 3 cbm fassenden Wagen in langen Zügen erfolgen, was, wie dies verschiedene Untersuchungen und Erwägungen ergaben, die Anwendung des erwähnten schwimmenden Schüttgerüstes am vorteilhaftesten erscheinen liefs. Von diesem konnten jedesmal 8 Wagen von je 3 cbm Fassungsraum gleichzeitig in das Wasser entleert werden, so dafs die in Längen von 16 oder 24 Wagen ankommenden Erdförderzüge, die auf einer dem Schüttgerüst allmählich nachfolgenden Weichenanlage in 2 oder 3 Abteilungen zerlegt wurden, in kürzester Frist abgefertigt werden konnten. Für die Verbreiterung des Dammes waren dann weiter rückwärts andere Kippstellen im Betriebe.

Bei festem Untergrunde machte in 2 m Wassertiefe das Vorziehen des Gerüstes keine Schwierigkeiten und es konnte der Damm bis zu 20 m täglich vorgetrieben werden. Auf tiefen Moorstrecken dagegen betrug der tägliche Fortschritt nur 1 bis 2 m. Das Meer verschlang oft mehr als 1000 cbm auf 1 m Länge und es fanden Auftreibungen statt, die das Vorschieben des Kopfprahmes hinderten, so dafs erst wieder abgebaggert werden mufste, um den Weg für das Schüttgerüst frei zu machen.

c) Anwendung der Kopfschüttung ohne Gerüste. Dazu erscheinen entweder Vorderkipper mit Pferdebetrieb, oder Seitenkipper unter Verwendung von Drehscheiben geeignet.

α. Verwendung von Vorderkippern. Die von den englischen Unternehmern früher allgemein befolgte Ausführungsweise des Vortreibens des Dammes in vollem Profil unter Benutzung von Vorderkippwagen, die am Ende der parallel zur Bahnrichtung

[85]) Fülscher, Der Kaiser Wilhelm-Kanal. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 122.

gelegten Schienengleise entladen wurden, zeigen die Abb. 10 bis 13, Taf. III. Man verwendet dabei zum Befördern der Wagen besonders kräftige und behende Pferde, von denen je eins vor einen Wagen gespannt und bis zum schnellen Trab angetrieben wird. Ungefähr 15 bis 20 m vor Erreichung des Vorkopfes öffnet der Treiber, welcher das Pferd an der Trense führt, durch Ziehen einer Schnur *a* (s. Abb. 12 u. 13, Taf. III) eine an der Zugkette befestigte Gabel und löst dadurch den Zughaken. Das Pferd, welches bis jetzt zwischen den Schienen gelaufen war, wird seitwärts abgeführt, der Wagen rollt weiter, wird am Schüttkopfe durch vorgelegte Schwellen plötzlich gehemmt und der Wagenkasten kippt und entleert sich, nachdem der am Schüttkopf beschäftigte Arbeiter mit seiner Schaufel durch Aufschlagen einer am Wagen befindlichen Hespe die vordere Klappe des Wagens gelöst hat. — Alsdann wird das Pferd an die hintere Kette des Wagens gespannt und zieht ihn leer zurück. — Auf diese scheinbar gefährliche Arbeit werden die Pferde und Arbeiter bald eingeübt.

An Gleisen werden so viele erforderlich, als man Schüttplätze herrichten will; für die Herstellung eines zweigleisigen Planums sind gewöhnlich deren vier notwendig (s. Abb. 11, Taf. III). Ihre Länge wechselt mit dem Fortgang der Arbeiten, indem mit dem Vorrücken der Schüttung anfangs kurze, dann längere Schienenstücke vorgelegt werden. Wird die Entfernung zwischen den Schüttplätzen und den Weichen zu grofs, so müssen die Gleise verlegt und die Weichen dem Vorkopfe näher gerückt werden. Die Länge der Gleise mufs mindestens so bemessen sein, dafs das Pferd imstande ist, den Wagen von der Ruhe aus in schnelle Bewegung zu bringen. Jedes erhebliche Übermafs der Gleislängen verlängert den Aufenthalt der einzelnen Wagen auf den Schüttgleisen, von deren raschen Abfertigung der Fortgang der Arbeiten abhängt. Als geringste Länge kann man etwa 40 m rechnen.

Die Zeitdauer, um einen Wagen der in § 14 (S. 76) beschriebenen Bauart, mit 2 cbm Fassungsraum, von der Haltestelle aus nach dem Schüttplatz zu befördern, zu leeren und wieder zurückzufahren, ist unter günstigen Verhältnissen von G. Meyer zu 4 Minuten beobachtet worden, so dafs hiernach in 10 Arbeitsstunden im äufsersten Fall 150 Wagen geleert werden könnten. Eine solche Leistung ist aber wegen der unvermeidlichen Störungen und Aufenthalte kaum zu erreichen und man wird im Durchschnitt bei mehreren Schüttstellen f. d. Gleis nur 100 Wagen oder etwa 200 cbm rechnen dürfen, was mit der Angabe englischer Ingenieure, die bei 4 Gleisen 1000 bis 1200 Kubikyards (etwa 770 bis 890 cbm) verbauen wollen, übereinstimmt.

Was den Arbeitsaufwand betrifft, so würde man unter der Annahme, dafs die Pferde bei jedesmaligem Kippen eines Wagens und Zurückfahren desselben in das Aufstellgleis nicht mehr angestrengt würden, als bei einer gewöhnlichen Förderung von 300 m, ein Pferd bei einem täglichen Gesamtwege von 4 Meilen = 30000 m täglich 100 Wagen kippen können, eine Leistung, die mit kräftigen Pferden ausnahmsweise auch wohl zu erreichen ist. Als mittlere Leistung wird man jedoch nicht mehr als 75 Wagen zu 2 cbm oder 150 cbm täglich für das Pferd nebst Treiber rechnen dürfen.

Ferner sind an jeder Schüttstelle anzunehmen:

zwei Arbeiter zum Instandhalten der Absturzbühne, die auch das Ausgleichen des Bodens und das Verlegen der Schienen besorgen, also wäre dafür auf 100 cbm ein Arbeitertag zu rechnen,

zwei Arbeiter für das Weichenziehen und die Hülfeleistung beim Wagenkuppeln u. s. w., d. h. bei 4 Arbeitsgleisen für je 100 cbm $^1/_4$ Arbeitertag,

vier bis sechs Arbeiter für die Instandhaltung der Gleise und das aufser der gewöhnlichen Arbeitszeit vorzunehmende Verlegen der Weichen und Gleise, d. h. für 100 cbm $^1/_2$ bis 1 Arbeitertag.

Danach würde sich der Arbeitsaufwand am Abladeorte f. d. Kubikmeter zu 0,0067 Tage eines Pferdes mit Führer und f. d. Kubikmeter zu etwa 0,02 Arbeitertage stellen. — Der Arbeitsaufwand zur Unterhaltung und Verlegung der Gleise wechselt selbstredend mit der Beschaffenheit des Bodens ganz erheblich und es ist nicht aufser acht zu lassen, dafs, um den Pferden einen sicheren Weg zu schaffen, die Gleisbahnen besser unterhalten werden müssen, als es bei den früher erwähnten Schüttungsarten nötig ist.

Hinsichtlich der Haltbarkeit der auf solche Weise hergestellten Dämme läfst die besprochene Ausführungsweise wenig zu wünschen übrig; denn da die Schüttflächen in der Längenrichtung des Dammes sich bilden, so ist die Gefahr der seitlichen Abrutschungen einzelner Teile als Folge der Lage der Schüttflächen hier nicht vorhanden; diese Ausführungsweise steht aber den beiden unter a) und b) besprochenen, nämlich der Schüttung in einzelnen Schichten und derjenigen von festen Gerüsten aus, hinsichtlich der damit zu erreichenden Arbeitsleistung und meist auch wegen der gröfseren Kosten, wesentlich nach.

β. Verwendung von Seitenkippern und Drehscheiben. Auch durch Schütten von Drehscheiben aus kann der Damm durch Abstürzen des Auftragbodens in der Längenrichtung der Bahn vorgetrieben werden. Die Drehscheiben ermöglichen dabei die Anwendung von Seitenkippwagen. Sie werden auf den Kopf der Schüttung gelegt und mit Gleisen für die vollen und für die leeren Wagen verbunden. Die vollen Wagen werden einzeln auf die Drehscheibe geschoben, um 90° gedreht, gekippt und nachdem die Drehscheibe auf das betreffende Gleis eingestellt ist, wieder leer zurückgefahren. Mit dem Vorrücken des Schüttkopfes müssen auch die Drehscheiben vorgeschoben werden. Letztere werden häufig aus Gufseisen hergestellt und auf langen kräftigen Rahmhölzern befestigt (s. Abb. 87 bis 91, S. 84).

Was die Leistung betrifft, so sind an der Weimar-Geraer Eisenbahn bei einem gröfseren Auftrage aus schwerem, mit Steinen durchsetztem Lettenboden von einer Drehscheibe aus täglich durchschnittlich 500 Kippwagen von 1 cbm Inhalt entladen worden, ausnahmsweise bei 11stündiger Arbeitszeit 700 Wagen.

Für das Bewegen der Wagen von den Arbeitsgleisen nach der Drehscheibe und zurück, zum Kippen, sowie zum Vorrücken der Drehscheibe und zum Verlegen der Schienen kann man nach den dort gemachten Erfahrungen etwa 0,2 Arbeitsstunden f. d. Kubikmeter rechnen.[86])

Soll beim Schütten von Drehscheiben aus der Damm in voller Breite vorgetrieben werden, so wird die Anwendung mehrerer Drehscheiben erforderlich, welche dann, wie in Abb. 15, Taf. III dargestellt, in Verbindung mit den Gleisen *a, a,* für beladene Wagen und dem Gleise *b* für leere angeordnet werden können.

Wird nur eine Drehscheibe angewandt, so führt dies in den meisten Fällen zu dem Vortreiben eines schmalen Dammes und zu dessen nachträglicher Verbreiterung durch Seitenschüttung (s. Abb. 16, Taf. III). Werden hohe Dämme in mehreren Stufen

---

[86]) Bei einem anfangs gewährten Vertragssatze von 7,5 Pf. f. d. cbm haben die Arbeiter einen zu reichlichen Verdienst gehabt.

geschüttet, so hat man bei grofser Breite des unteren Teiles zur Herstellung des letzteren wohl eine Anordnung, wie sie Abb. 14, Taf. III zeigt, angewendet, wobei ein Teil der Wagen von einer Drehscheibe, der andere Teil unmittelbar vom Gleise a aus in schräger Richtung zur Bahnachse entladen wurde.

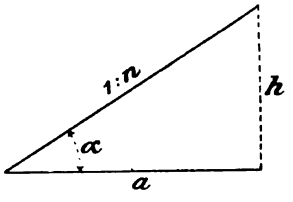
E. Die Form und Herstellung der Erdkörper für Eisenbahnen, Strafsen und Kanäle. Vollendungsarbeiten.

§ 26. Querschnitte von Erdkörpern für Eisenbahnen. Die zur Bildung der Erdkörper für Auf- und Abträge mafsgebenden Querschnitte werden ganz allgemein im wesentlichen bestimmt:

1. Durch die Neigung der Böschungen,
2. durch die Entwässerungsgräben und die Höhenlage des Planums,
3. durch die Planum- bezw. Kronenbreiten des betreffenden Verkehrsweges,
4. durch die Anlagen zum Schutz und zur Erhaltung der Erdkörper, durch diese jedoch in geringerem Mafse, so dafs sie nicht hier, sondern erst im § 32 behandelt werden.

1. Die Neigung der Böschungen. Unter der „Böschung" einer Fläche, die dann eine „geböschte" genannt wird, ist die trigonometrische Cotangente ihres Neigungswinkels zur wagerechten Ebene zu verstehen. Somit wird nach Abb. 112 durch $cotg\,\alpha = \frac{a}{h}$ die Böschung der unter dem Winkel α geneigten Fläche ausgedrückt. Wird das Verhältnis $\frac{a}{h} = n$ gesetzt, so ist durch $n = cotg\,\alpha$ das Neigungsverhältnis unmittelbar gegeben und man spricht von einer „1fachen" (1maligen oder 1füfsigen), einer „1,5fachen" ($1^1/_2$maligen oder $1^1/_2$füfsigen) Böschung u. s. w., je nachdem $n = 1 = 1{,}5$ u. s. w. wird.

Abb. 112.
Böschungsneigung.



Vielfach drückt man das Böschungsverhältnis auch durch die trigonometrische Tangente, also durch $tang\,\alpha = \frac{a}{h} = \frac{1}{n}$ aus und schreibt dieses, wie in Abb. 112 angegeben, mit $1 : n$ an die Böschungslinie des Profils.

Die zulässige Neigung der Böschungen ist bei Einschnitten durch die Kohäsion der Erdart in ihrer natürlichen Lagerung bedingt, bei Dämmen durch die Reibung der gelösten Bodenteile und in beiden Fällen aufserdem noch durch das Verhalten der betreffenden Bodenarten gegen die äufseren Einwirkungen der Luft und des Wassers.

Es entspricht also jeder Erdart ein bestimmter „Ruhewinkel", auch „natürlicher Böschungswinkel", „Reibungs-" oder „Kohäsionswinkel" genannt, der sich bei Einschnitten und Anschüttungen für die gleiche Erdart als ein verschiedener ergeben wird.

Für Aufträge ist die Ermittelung des natürlichen Böschungswinkels durch Probeschüttungen mit der betreffenden Erdart leicht zu bewirken. Wird dann die Böschung des auszuführenden Dammes flacher gehalten, so ist man sicher, dafs keine Abrutschungen stattfinden, wenn nicht durch Wassereinwirkungen Aufweichungen und Abschwemmungen erfolgen, gegen welche dann besondere Schutzmafsregeln (s. § 31) zu treffen wären. Gewöhnlich wird es bei Aufträgen genügen, die Neigung des natürlichen Böschungswinkels um die Hälfte zu vermindern.

Bei Einschnitten ist es dagegen schwierig, die der betreffenden Erdart entsprechende zulässige Neigung der Böschungen unmittelbar durch Versuche zu bestimmen, indem in vielen, namentlich fetten Bodenarten infolge der wechselnden Einwirkungen des Wetters frisch abgestochene Wände sich bedeutend steiler halten, als wenn sie einige Zeit der Witterung ausgesetzt waren. Werden solche Einschnittwände schnell durch wirksame Bekleidungen gegen das Wetter geschützt, so gestatten sie oft eine steilere Lage als Dammböschungen in derselben Bodenart.

Dagegen sind Einschnittböschungen in quelligem, mit durchlässigen Schichten durchzogenem Boden mehr gefährdet und verlangen eine flachere Neigung, als die Böschungen der aus solchem Material geschütteten Dämme, wenn die Aufschüttung sorgfältig unter Fernhaltung der vom Wasser durchweichten Massen geschieht.

Von vielen Ingenieuren werden, mit Ausnahme von Fällen letzterer Art, den Einschnitten steilere Böschungen gegeben als den Dämmen; gebräuchlicher ist es jedoch, in erdigem Boden das Böschungsverhältnis für Dämme und Einschnitte gleich zu halten und nur bei Fels und Gestein verschieden anzunehmen.

Allgemein gültige Regeln über die Neigung der Böschungen lassen sich nicht aufstellen, indem die Standfähigkeit einer und derselben Bodenart je nach den örtlichen Verhältnissen sehr verschieden sein kann. Die folgenden Angaben können deshalb nur als Anhaltspunkte dienen.

Nach Henz[87]) sind unter gewöhnlichen Umständen die Böschungen

1. in Gartenerde, Torf und anderem gleichartigen Boden 2fach
2. in Lehm und Sand . . . . . $1^1/_2$ bis 2fach
3. in Ton, Kies und Gerölle . . . . . $1^1/_4$ bis 2fach
4. in weichem Tagegestein, Mergel 1fach
5. in festem Gestein im Auftrage . . . . . $^3/_4$ bis $1^1/_4$fach
6. in festem Gestein im Abtrage . . . . . $^1/_3$ bis $^1/_8$fach

anzunehmen.

Zu den Angaben unter 2. und 3. wird bemerkt, dafs bei ton- und lehmartigem Boden die Böschungen höchst selten sich steiler als $1^1/_2$fach halten, häufig aber eine flachere, $1^3/_4$ bis 2fache Neigung erfordern und dafs auch die unter 5. für Aufträge in festem Gestein angegebene Böschung zu steil sein dürfte. Dammböschungen, welche nicht durch Steinpackungen oder Trockenmauern befestigt werden, pflegen nur in seltenen Fällen sich steiler als 1 bis $1^1/_4$fach zu halten.

Mitunter ändert man bei gleichen Bodenarten das Böschungsverhältnis nach der Tiefe der Einschnitte und der Höhe der Dämme. So hat man auf einigen französischen und belgischen Eisenbahnen bei einem Höhenunterschiede zwischen Planum und Bodenoberfläche von

1 Meter	bis 4 Meter	die Böschungen	1fach
4 „	„ 8 „	„ „	$1^1/_4$fach
8 „	und darüber	„ „	$1^1/_2$fach

genommen. Auf anderen Bahnen hat man vorgeschrieben, die Einschnitte 1fach und die Dämme $1^1/_2$fach zu böschen.

Auf Grund der bei mehreren Eisenbahnen mit Aufschüttungen aus lehmigem und tonigem Boden gemachten Erfahrungen (s. § 31, Abb. 129 u. 130) empfiehlt es sich unter Umständen, hohe Dämme in den unteren Teilen flacher zu böschen, als in den oberen.

[87]) Vergl. L. Henz, Anleitung zum Erdbau, 3. Aufl., Berlin 1874. S. 25.

Ziemlich allgemein gilt bei deutschen Eisenbahnverwaltungen als Regel, die Böschungen der Dämme und Einschnitte $1^1/_2$ fach anzulegen; flachere Böschungen, wie sie in ungünstigen Bodenarten und bei gefährdeter Lage erforderlich werden, oder steilere, wie sie wegen der felsigen oder sonstigen Beschaffenheit des Bodens zulässig sein können, werden als Ausnahmen betrachtet.

Bei dieser Neigung ist auch die Bekleidung der Böschungen mit Mutterboden und die Besamung behufs Erzeugung einer Grasnarbe leicht auszuführen (s. § 28 u. 31).

2. Die Entwässerungsgräben, sowie die vielfach durch die Hochwasserverhältnisse bestimmte Höhenlage des Planums sind insofern für die Gestaltung der Querschnitte von Wichtigkeit, als erstere durch die Höhenlage des Planums bei Einschnitten bedingt, bei Dämmen unnötig, oder nur auf der Bergseite notwendig werden, wodurch dem Querschnitt seine Eigenart als Abtrag- bezw. Auftragquerschnitt gegeben wird. Dazu kommt noch bisweilen die Anlage von Bermen (s. § 29 u. 32). Die Gräben gehören aber auch zu den Schutz- und Erhaltungsanlagen der Erdkörper (s. § 32), indem sie bei Abträgen auf beiden Seiten der Bettung angeordnet, den Bettungskörper trocken halten und das aus den Einschnittwänden tretende Wasser ableiten.

Die Tiefe dieser Gräben schwankt gewöhnlich zwischen 0,68 und 0,94 m (2′ und 3′) unter Bahnkrone (s. Abb. 1 bis 16, Taf. IV). Ihre Sohle bleibt der Einschnittsohle parallel, so lange letztere wenigstens das für den Wasserabfluſs erforderliche Längengefälle zeigt; andernfalls kann es vorkommen, daſs die Gräben in ein und demselben Einschnitt verschiedene Tiefe erhalten müssen. Die Sohlenbreite richtet sich nach der Wassermenge, welche die Gräben abzuführen haben. Ist diese nur gering, so kann eine Breite von 0,30 m ausreichend sein; in der Regel wird sie für Hauptbahnen und besonders in feuchten Einschnitten gröſser genommen und zwar: 0,40 bis 0,50 m, unter Umständen noch breiter (s. Abb. 1 bis 7, Taf. IV).

In ähnlicher Weise dienen die bei Einschnittböschungen am oberen Rande angebrachten Auffanggräben (s. Abb. 6, Taf. IV), sowie die am Fuſs der Dämme auf der Bergseite angeordneten Entwässerungsgräben (s. Abb. 3 u. 7, Taf. IV) zur Schonung und Erhaltung der Böschungen, erstere, indem sie das oberhalb herabflieſsende Tagwasser auffangen und nicht über die Böschung flieſsen lassen, letztere indem sie den Fuſs des Dammes trocken erhalten. In beiden Fällen wird gewöhnlich noch ein Schutzstreifen von etwa 0,50 bis 0,8 m Breite bis zur Grenze des Bahngeländes angenommen (s. Abb. 3, 6 u. 7).

3. Die Planum- und Kronenbreite der Bahnen. Für die eigentlichen Erdarbeiten ist auſser den zum Schutz und zur Erhaltung der Erdkörper dienenden Einschnitt- und Auffanggräben (s. oben unter 2.), im wesentlichen die Planumbreite, d. h. die Breite der Dämme und Einschnitte in der mittleren Höhe der Bettungssohle, in Rechnung zu ziehen. Diese hängt von der Kronenbreite der Bahn ab, d. h. von der Länge der durch die Schienenunterkante gelegten Linie zwischen ihren Schnittpunkten mit den beidseitigen Böschungslinien, für deren Abmessung wiederum die Gattung der Eisenbahn, sowie die Art der Bettung maſsgebend sind.

Abgesehen von dem Einfluſs der Gleisanzahl und demjenigen der verschieden groſsen Spurweiten auf die Breitenabmessung, wird man hier in erster Linie die Hauptbahnen von den Nebenbahnen oder Kleinbahnen zu unterscheiden haben.

a) **Kronenbreiten der Hauptbahnen.** Aus den vom Verein deutscher Eisenbahnverwaltungen nach den Beschlüssen der vom 28. bis 30. Juli 1896 stattgefundenen

Versammlung aufgestellten „Technischen Vereinbarungen (T. V.) über den Bau und die Betriebseinrichtungen der Haupteisenbahnen", kommen für die Abmessungen der Erdkörper die nachstehend zusammengestellten Bestimmungen in Betracht, von denen die mit fetter Schrift gedruckten bindende Vorschriften sind, welche von jeder Verwaltung befolgt werden müssen, sofern nicht durch Staatsverträge oder durch die obersten staatlichen Aufsichtsbehörden von diesen abweichende Bestimmungen getroffen sind oder getroffen werden.

Für vollspurige Nebeneisenbahnen haben die „Technischen Vereinbarungen" insoweit Gültigkeit, als für diese nicht besondere, unter dem betreffenden Paragraphenabschnitt durch liegende Schrift gekennzeichnete Bestimmungen getroffen sind.

Aus den allgemeinen Bestimmungen der „(T. V.)" für den Bau vollspuriger Bahnen.

§ 1.

Planentwurf.

In den Entwürfen zu eingleisigen Haupteisenbahnen, bei welchen die Notwendigkeit einer späteren Herstellung des zweiten Gleises nicht ausgeschlossen erscheint, ist auf dessen Anlage in angemessener Weise von vornherein Bedacht zu nehmen.

(Fällt weg.)

§ 2.

Spurweite.

[1] **Die Spurweite, im Lichten zwischen den Schienenköpfen gemessen, mufs in geraden Gleisen 1,435 m betragen.**

[2] **In Krümmungen mit Halbmessern unter 500 m ist die Spurweite angemessen zu vergröfsern. Diese Vergröfserung darf jedoch das Mafs von 30 mm niemals überschreiten.**

[3] **Abweichungen von den vorgeschriebenen Mafsen — als Folge des Betriebes — sind bis zu 3 mm darunter und 10 mm darüber zulässig, derart, dafs die gröfste Spurweite in geraden Gleisen nicht mehr als 1,445 m beträgt und in Krümmungen das Mafs von 1,465 m niemals überschritten wird.**

[4] In Krümmungen mit Halbmessern bis herab zu 500 m ist eine Vergröfserung der Spurweite nicht erforderlich.

§ 3.

Bahnbettung.

[1] Die Tiefe der Bahnbettung unter der Unterkante der Schwellen ist nach den jeweiligen örtlichen Verhältnissen zu bemessen, und soll mindestens 200 mm betragen, es wird jedoch ein reichlicheres Mafs derselben empfohlen.

[1] *Die Tiefe der Bahnbettung unter der Unterkante der Schwellen ist nach den jeweiligen örtlichen Verhältnissen zu bemessen und soll mindestens 150 mm betragen.*

[2] Das Bettungsmaterial soll durchlässig und von der Art sein, dafs weder Nässe noch Frost dasselbe nachteilig beeinflussen können.

§ 25.

Schutz gegen Schnee.

Auf Vorkehrungen zur Vermeidung von Schneeverwehungen und von Schneeverschüttungen ist schon bei der Anlage der Bahn Rücksicht zu nehmen.

§ 26.

Sicherheitsstreifen.

[1] In Waldungen, Heiden und trockenen Mooren ist längs der Bahn zur Sicherheit gegen Brände ein Streifen wund zu halten oder nur in solcher Weise zu benutzen, dafs die Fortpflanzung des Feuers gehindert wird. Die Breite des Streifens ist nach der Örtlichkeit zu bestimmen.

[2] Derselbe Zweck kann auch durch Anlage von Schutzgräben erreicht werden, welche in entsprechender Entfernung vom Bahngleise anzulegen und von brennbaren Gegenständen reinzuhalten sind.

[3] Holzbestände, welche einen das Bahngleis gefährdenden Umbruch befürchten lassen, sind zu beseitigen.

§ 30.

Gleis-entfernung.

[1] **Die Gleise auf der freien Strecke dürfen von Mitte zu Mitte nicht weniger als 3,500 m voneinander entfernt sein. Tritt zu einem Gleispaar noch ein Gleis hinzu, so ist dessen Entfernung von dem zunächst liegenden Gleise von Mitte zu Mitte mit mindestens 4 m anzunehmen.**

[2] **Werden mehrere Gleispaare nebeneinander gelegt, so mufs die Entfernung von Mitte zu Mitte der benachbarten Gleise je zweier Gleispaare mindestens 4 m betragen.**

[3] Bei Erbauung neuer Bahnen wird, um den vorgeschriebenen lichten Raum (vergl. § 29) wirklich herzustellen, zwischen allen Gleisen eine Entfernung von Mitte zu Mitte der Gleise von mindestens 4 m empfohlen.

[4] Bei Anschlufsgleisen sind Merkzeichen an denjenigen Stellen anzubringen, an welchen der Abstand der Gleismitten voneinander 4 m erreicht. Gleissperren sind in einer Entfernung von mindestens 3 m vor dem Merkzeichen anzubringen.

§ 31.

Kronen-breite.

[1] Die Kronenbreite des Bahnkörpers ist so zu bemessen, dafs die Entfernung des Schnittpunktes einer durch die Unterkante der Schiene gelegten Linie mit der Böschungslinie von der Mitte des nächsten Gleises nicht unter 2 m beträgt.

[1] *Die Kronenbreite des Bahnkörpers ist so zu bemessen, dafs die Entfernung des Schnittpunktes einer durch die Unterkante der Schienen gelegten Linie mit der Böschungslinie von der Mitte des nächsten Gleises nicht unter 1,750 m beträgt.*

[2] Dieses Mafs ist bei hohen Dämmen, sowie auf der äufseren Seite scharfer Krümmungen entsprechend zu vergröfsern.

§ 32.

Trocken-legung der Bahn.

[1] Die Bahnkrone in Höhe der Schienenunterkante soll, aufser bei Bahnstrecken in eingedeichtem Lande, in der Regel mindestens 600 mm über den bekannten höchsten Wasserstand gelegt werden.

[1] *Die Bahnkrone in Höhe der Schienenunterkante soll, aufser bei Bahnstrecken in eingedeichtem Lande, in der Regel über den bekannten höchsten Wasserstand gelegt werden.*

[2] Die Sohle der Bahnbettung soll eine vollständige Entwässerung erhalten.

[3] Die Bahnbettung soll nicht mit undurchlässiger Einfassung versehen sein, und letztere, wenn sie vorhanden ist, beseitigt bezw. durch durchlässiges Material ersetzt werden.

Aus §§ 121 und 122.

Wagen-breite.

Alle festen Teile leerer, bezw. beladener Wagen, welche mehr als 430 mm und weniger als 3,500 m über Schienenoberkante liegen, dürfen bei der Ruhestellung des Wagens im geraden Gleise eine Gesamtbreite von 3,150 m oder eine Breite von 1,575 m zu jeder Seite der Gleismitte erreichen.

Einschränkung der Wagenbreite mit Rücksicht auf Bahnkrümmungen.

Mit Rücksicht auf das Durchfahren von Krümmungen sind die Breitenmafse der Wagen zwischen den Endachsen — bezw. zwischen den Drehzapfen der Drehgestelle — und über diese hinaus einzuschränken.

Diese Einschränkungen der für die Stellung im geraden Gleise festgesetzten Breitenmafse müssen so grofs sein, dafs bei der Stellung in Krümmungen mit einem Halbmesser von 180 m die Spielraum-Umgrenzung, welche in Höhe von 380 mm bis 1,270 m über Schienenoberkante um 1,630 m, in Höhe von 1,270 m bis 3,500 m über Schienenoberkante um 1,650 m von der Gleismitte absteht, nirgends überschritten wird.

Nach den Bestimmungen der § 30 u. 31 obiger „Technischen Vereinbarungen“ ist für eingleisige Bahnen eine kleinste Kronenbreite von 4 m, für zweigleisige eine solche von $3{,}5 + 2 \times 2 = 7{,}5$ m anzunehmen.

Bei eingleisiger Bahn ergibt sich für dieses geringste Mafs der Kronenbreite von 4 m von der Mitte jeder Schiene bis zur Kante der Bahnkrone ein Abstand von

etwa 1,25 m und bei Querschwellen-Oberbau, wenn die Länge der Schwellen zu 2,5 m angenommen wird, vor jedem Schwellenkopf eine Breite des Bettungsmateriales von 0,75 m. Bei einem Langschwellen-Oberbau wirkt die Masse des Bettungsmateriales an jeder Seite der Schiene günstiger gegen seitliche Verschiebungen des Gleises. Verlangt man daher für beide Konstruktionen eine gleiche Sicherheit in dieser Hinsicht, so würde der Langschwellenoberbau eine geringere Kronenbreite zulassen als die Anwendung von Querschwellen.

Bei doppelgleisigen Bahnen kommt bei Bestimmung der Kronenbreite die Ausladung der Eisenbahnfahrzeuge in Betracht. Nach § 121 der „Technischen Vereinbarungen" dürfen diese in den festen Teilen nicht mehr als 3,150 m breit sein. Bei geöffneten Wagentüren sollen letztere nicht über die Umgrenzungslinie des lichten Raumes hinausragen, dürfen sie aber somit doch erreichen. Da das Profil des lichten Raumes in der Höhe der Wagentüren 4 m Breite zeigt, nach § 30 der „Technischen Vereinbarungen" der Abstand der Gleismitten aber nur 3,50 m zu betragen braucht, so springt bei diesem Abstande die Umgrenzungslinie des lichten Raumes über jedem Gleis um $\frac{4 - 3{,}50}{2} = 0{,}25$ m über die Mitte der doppelgleisigen Bahn hinaus. Bei zwei sich begegnenden Zügen mit offenen Wagentüren würden diese daher aneinanderschlagen. Da aber die Wahrscheinlichkeit für das Eintreten dieses Falles äufserst gering und die damit verbundene Gefahr nicht grofs ist, so hat die in § 30 der „Technischen Vereinbarungen" ausgesprochene Empfehlung, bei Neubauten zwischen allen Gleisen eine Entfernung von mindestens 4 m von Mitte zu Mitte herzustellen, um für den vorgeschriebenen lichten Raum wirklich Platz zu erhalten, bisher wenig oder gar keine Beachtung gefunden. Sie erscheint auch zwecklos, weil bei den bestehenden Bahnen der Abstand der Gleismitten von 4 m nicht vorkommt und auch nicht mehr einzuführen ist.

Zwei sich begegnende Güterzüge lassen, da die gröfste Breite der Güterwagen das Mafs von 3,150 m nicht überschreitet und das Ladeprofil innerhalb dieses Mafses bleibt, bei 3,50 m Abstand der Gleismitten zwischen sich einen Zwischenraum von mindestens 0,35 m.

Wird die Bettung nicht in Form von Bettungsgräben oder Koffern, sondern als freiliegender Körper ausgeführt und nimmt man seine Stärke dem in § 3 der „Technischen Vereinbarungen" vorgeschriebenen Mindestmafse entsprechend zu 0,20 m unter Schwellenunterkante, die Schwellenhöhe zu 0,15 m an, so ergibt sich über der Mitte des nach beiden Seiten in der Regel um 0,10 bis 0,15 m abgedachten Planums eine Stärke der Bettung von 0,35 m und im Mittel eine solche von rund 0,40 m. Für Aufträge erhält man daraus und aus der oben festgesetzten Kronenbreite als kleinste Planumbreite unter Annahme $1^1/_2$facher Böschung:

bei eingleisigen Bahnen: $4 + 2 \,.\, 0{,}40 \,.\, 1{,}5 = 5{,}2$ m

„ doppelgleisigen „ $7{,}5 + 2 \,.\, 0{,}40 \,.\, 1{,}5 = 8{,}7$ m.

Bei Abträgen wird die Breite um den Raum für die auf beiden Seiten des Bettungskörpers herzustellenden Einschnittgräben gröfser als bei Aufträgen. Wird die Grabenbreite zu 0,40 m, ihre Tiefe unter Bahnkrone zu 0,80 m, unter Planum zu 0,40 m angenommen, so wird die Einschnittbreite in Planumhöhe

bei eingleisigen Bahnen $5{,}2 + 2\,(0{,}40 + 2 \,.\, 0{,}40 \,.\, 1{,}5) = 8{,}4$ m

„ doppelgleisigen „ $8{,}7 + 2\,(0{,}40 + 2 \,.\, 0{,}40 \,.\, 1{,}5) = 11{,}9$ m.

b) Querschnittbeispiele für Vollbahnen. Aus umstehenden Maſsen ergeben sich die in Abb. 1, Taf. IV gezeichneten, bei einigen neueren Bahnen eingeführten Querschnitte für Auf- und Abtrag, welche aber wohl als kleinste Querschnitte (in Erde) für Hauptbahnen gelten dürften.

Eine wesentliche Einschränkung der Einschnittbreite in Planumhöhe ist dadurch zu erreichen, daſs man die Einschnittgräben an einer oder an beiden Seiten mit Mauern einfaſst (vergl. Abb. 4, Taf. IV).

Die meisten der bestehenden Hauptbahnen sind in etwas gröſseren Abmessungen, als nach Abb. 1, Taf. IV angelegt; so haben viele preuſsische Bahnen bei eingleisigem Bahnkörper eine Dammbreite von $15' = 4{,}71$ m, bei zweigleisigem eine solche von $25' = 7{,}85$ m, bei $11'\,4'' = 3{,}557$ m Abstand der Gleismitten erhalten.

Ähnliche Maſse kommen auf süddeutschen Bahnen vor; in Württemberg macht man die Kronenbreite bei eingleisiger Bahn 4,58 m (16′ württemberg.), bei doppelgleisiger 7,74 m (27′) und die Entfernung der Gleismitten 3,72 m (13′). Die älteren hannoverschen Bahnen haben eine Kronenbreite von 8,18 m (= 28′ hann.), welche in späteren Entwürfen auf 8 m abgemindert wurde; dabei beträgt die Entfernung zwischen den Gleismitten 3,765 m. Mehrere französische Bahnen sind in der Höhe der Schienenoberkante, wenn eingleisig 3,60 m, wenn zweigleisig 7,20 m breit; auf die Unterkante der Schienen bezogen entsprechen diese Maſse nahezu den oben angegebenen kleinsten Breitenabmessungen.

Einige andere Beispiele von Querschnitten ausgeführter Bahnen sind in den Abb. 2 bis 7, Taf. IV dargestellt und zwar in Abb. 2 u. 7 die Bahnkörper zwei- bezw. eingleisiger Hauptbahnen der Eisenbahn-Direktion Breslau für Abtrag und Auftrag mit verschiedenartig ausgebildeter Bettung.

Abb. 3 gibt die zweigleisigen Bahnkörper der Groſsherzoglich badischen Staatsbahnen für Abträge und Aufträge. Die Planumbreite der Bettung entspricht hier ebenso wie die Grabentiefe den geringsten zulässigen Maſsen.

Abb. 4 zeigt Einschnittquerschnitte französischer Bahnen in Erde und Fels.

Abb. 5 desgleichen von der Brenner-Bahn.

Abb. 6 stellt Einschnittquerschnitte einiger ursprünglich von Brunel ausgeführten Zweigbahnen der Great Western-Eisenbahn in England dar, bei denen früher die Spurweite 7 Fuſs engl. (genau $7'\,1/4'' = 2{,}14$ m) und die Zwischenweite zwischen den Gleisen $6' = 1{,}83$ m betrug. Die Kronenbreite, welche bei den älteren Bahnen $30' = 9{,}14$ m beträgt, ist bei den neueren auf $28' = 8{,}54$ m abgemindert worden. Der auf der linken Seite der Abb. 6 gezeichnete Querschnitt bezieht sich auf flache Einschnitte von weniger als $10' = 3{,}05$ m Tiefe, die mit Rücksicht auf Entwässerung breiter hergestellt werden als die tiefen Einschnitte und zwar in Planumhöhe $43' = 13{,}11$ m, unter ungünstigen Verhältnissen bis zu $47' = 14{,}33$ m breit. Die breite Spur ist jetzt auf allen Bahnen beseitigt und durch die normale Spur von 1,435 m ersetzt, wie sie auch in die Abb. 6 eingetragen wurde.

Bezüglich der für tonigen Untergrund aus den Schubert'schen Versuchen[88]) sich ergebenden Anordnung der Bettung mit muldenförmiger Einkofferung, insbesondere bei Langschwellenoberbau und der daraus hervorgehenden Querschnittform der Bahnkörper,

[88]) E. Schubert, Die Umbildungen des Planums und der Bettung eines Eisenbahngleises während des Betriebes. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 555. — Vergl. auch die Ausbildung der Bahnkörper der Nebenbahn Schandelah-Öbisfelde unter Berücksichtigung der Schubert'schen Vorschläge in: Riemann, Beiträge zur Sicherung des Gleises bei tonigem Untergrunde und Ausführungskosten. Zentralbl. d. Bauverw. 1903, S. 45.

sowie der erforderlichen Entwässerungsanlagen durch ein mittleres Entwässerungsrohr, mufs auf den V. Teil dieses Handbuches „Eisenbahnbau“, Abt. II, 1. Aufl. Kap. IV, S. 247 verwiesen werden.

c) **Kronenbreiten von Neben- und Kleinbahnen.** Von den „Grundzügen (G. f. L.) für den Bau und die Betriebseinrichtungen der Lokaleisenbahnen“, welche vom Verein deutscher Eisenbahnverwaltungen nach den Beschlüssen der vom 28. bis 30. Juli 1896 stattgefundenen Versammlung herausgegeben wurden, sind hier folgende zu beachten:

Aus den allgemeinen Bestimmungen für den Bau von Lokaleisenbahnen.

§ 1.

Planentwurf. Lokaleisenbahnen werden in der Regel eingleisig angelegt; auf die spätere Herstellung eines zweiten Gleises ist lediglich im Falle voraussichtlich späteren Bedarfes, insbesondere bei Stadtbahnen, von vornherein Bedacht zu nehmen.

§ 2.

Spurweite. [1] Die Spurweite, im Lichten zwischen den Schienenköpfen gemessen, soll bei den vollspurig anzulegenden Bahnen in geraden Gleisen 1,435 m betragen, wobei Abweichungen von diesem Mafse — als Folge des Betriebes — bis zu 3 mm darunter und 10 mm darüber zulässig sind.

[2] Für schmalspurige Lokaleisenbahnen wird empfohlen, die Spurweite von 1 m oder 750 mm anzuwenden. Für Kleinbahnen ist auch eine Spurweite von 600 mm zulässig. Lediglich dort, wo bereits ein gröfseres Schmalspurbahnnetz mit einer anderen als den genannten Spurweiten besteht, empfiehlt es sich, auch bei Neubauten die bestehende Spurweite zu wählen. Entsprechende Abweichungen von obigen Mafsen — als Folge des Betriebes — sind auch bei Schmalspurbahnen zulässig.

§ 3.

Bahnbettung. Bei Bahnen auf eigenem Bahnkörper soll die Bettung unter Unterkante der Schwellen bei vollspurigen Bahnen mindestens 130 mm, bei schmalspurigen mindestens 100 mm hinabreichen; eine gröfsere Bettungstiefe wird empfohlen. Bei Zahnstangenstrecken soll die Höhe der Bahnbettung nicht weniger als 200 mm betragen.

§ 27.

Kronenbreite. [1] Die Kronenbreite des Bahnkörpers ist so zu bemessen, dafs die Entfernung des Schnittpunktes einer durch die Unterkante der Schienen gelegten Linie mit der Böschungslinie von der Mitte des Gleises:

a) bei Vollspurbahnen nicht weniger als 1,500 m,

b) bei Schmalspurbahnen nicht weniger, als das Mafs der Spurweite beträgt.

[2] In scharfen Krümmungen und auf hohen Dämmen wird eine Verbreiterung empfohlen.

Für den lichten Raum über dem Gleise wird bei Vollspurbahnen, auf welche Wagen der Hauptbahnen übergehen, dieselbe Umgrenzung wie bei Hauptbahnen empfohlen. Dabei kann jedoch nach § 25 der „Grundzüge“ (G. f. L., s. Kap. I, Bd. I, 4. Aufl., S. 47) für den mittleren Teil des lichten Raumes eine Breiteneinschränkung statthaben, welche durch Hinzurechnung von 150 mm auf jeder Seite der zulässigen gröfsten Wagenbreite von 3,150 m sich ergibt, also auf $3{,}150 + 2 \cdot 0{,}150 = 3{,}450$ m. Dasselbe Mafs gilt bei solchen Schmalspurbahnen, auf denen Wagen der Haupteisenbahnen mittels besonderer Fahrzeuge (Rollschemel, Rollböcke, Transporteure u. s. w.) befördert werden sollen. Gehen keine Wagen der Hauptbahnen auf die Nebenbahnen über, so ist die Umgrenzung des lichten Raumes von Fall zu Fall nach den Betriebsmitteln der Nebenbahn zu bemessen.

Für Schmalspurbahnen mit 1 m Spurweite soll die Breite des lichten Raumes mindestens 2,90 m, für solche von 0,75 und 0,60 m Spurweite 2,10 m betragen. Im übrigen wird die Durchführung der für die Spurweite von 1 m empfohlenen Umgrenzung des lichten Raumes auch für die Spurweite von 0,75 m als wünschenswert bezeichnet.

Das Mindestmafs der Kronenbreite ist also nach § 27 der allgemeinen Bestimmungen (s. S. 157)

bei	1,435 m	Spurweite	3,00 m
„	1 „	„	2,00 „
„	0,75 „	„	1,50 „
„	0,60 „	„	1,20 „

Nach § 3 der allgemeinen Bestimmungen berechnet sich, unter Annahme einer Schwellenstärke von 0,14 m bei vollspurigen, von 0,13 m bei schmalspurigen Bahnen und unter Berücksichtigung der Abdachung des Planums die mittlere Bettungsstärke zu etwa 0,33 m bezw. 0,28, 0,27 und 0,26 m und daraus, sowie nach der kleinsten Kronenbreite wird die Planumbreite der eigentlichen Erdkörper für Aufträge:

bei	1,435 m	Spurweite rund . .	4,00 m
„	1 „	„ „ . .	3,00 „
„	0,75 „	„ „ . .	2,50 „
„	0,60 „	„ „ . .	2,00 „

Für Abträge kommt die Breite der Einschnittgräben in Planumhöhe hinzu, welche je nach der Bodenart und dem Feuchtigkeitsgrade der Einschnitte sehr verschieden ist. Bei Annahme der oberen Grabenbreite zu 1 bis 1,25 m wird die Breite der Abträge in Planumhöhe um 2 bis 2,50 m gröfser, als die der Aufträge und beträgt:

bei	1,435 m	Spurweite annähernd . .	6,50 m
„	1 „	„ „ . .	5,50 „
„	0,75 „	„ „ . .	5,00 „
„	0,60 „	„ „ . .	4,00 „

d) **Querschnittbeispiele für Nebenbahnen.** Von ausgeführten Bahnen zeigen die meisten etwas gröfsere Abmessungen als die hier angegebenen; in der Regel ist die Kronenbreite über das zulässige Mindestmafs vergröfsert und die Bettung stärker genommen.

In den Abb. 8 bis 17 der Taf. IV sind Beispiele von Bahnkörpern verschiedener bestehenden Nebenbahnen enthalten:

Abb. 8. Eingleisige Nebenbahnen der Eisenbahn-Direktion Breslau haben Vollspur, aber im Vergleich zu den Hauptbahnen (5 m) nur eine Planumbreite von 4,5 m.

Abb. 9 und 10. Vollspurige Nebenbahnen in Bayern werden in gleichen Abmessungen sowohl aus eisernen Langschwellen, als auch mit eisernen Querschwellen ausgeführt, jedoch haben letztere eine gröfsere Bettungsbreite.

Abb. 11 zeigt den Bahnkörper einer schmalspurigen bayerischen Nebenbahn mit Holzschwellen, während:

Abb. 12 den Bahnkörper bayerischer Nebenbahnen in Felseinschnitten verschiedener Felsarten darstellt.

Bei allen in den Abb. 8 bis 12 dargestellten Bahnkörpern ist die Planumbreite dieselbe und beträgt 3,75 m, während die Bettungsbreite je nach der Ausführung der Bettung und des Oberbaues verschieden ausfällt.

Abb. 13. Bergheimer Kreisbahnen. 1 m Spurweite, 2,16 m Kronenbreite, 0,280 m mittlere Bettungsstärke.

Abb. 14. Ocholt-Westersteder Eisenbahn im Grofsherzogtum Oldenburg. 0,75 m Spurweite, 1,75 m Breite in Höhe der Schienenoberkante und 1,96 m in Höhe der Schienenunterkante. 0,33 m (= 0,40 — 0,07) Bettungsstärke unter den 0,07 m hohen Schienen. 2,95 m Breite der Bettungssohle.

Die Wahl der das Mindestmafs der doppelten Spurweite überschreitenden Kronenbreite ist in der Beschreibung der Bahn[89]) damit begründet, dafs zur Bildung des Dammkörpers nur leichter Boden und für die Bahnbettung nur feiner Diluvial(Flug-)sand verfügbar war. Für die Wahl der Querschnitte der Bahn waren ferner die Rücksichten von Bedeutung, welche auf die Entwässerung und auf den Schutz der Bahn gegen Vieh in einem vorzugsweise Viehzucht treibenden Lande wie Oldenburg zu nehmen waren. Erstere erforderten bei dem feuchten Klima und dem flachen Grundwasserstande verhältnismäfsig tiefe Gräben mit länger fortlaufendem Gefälle. Letztere betreffend sind in der Regel längs der Bahn, wenn das Land nicht zu kostspielig war und die nötigen Soden sich fanden, Wälle ausgeführt (s. linke Seite der Abb. 14), und diese mit geeigneten Holzarten bepflanzt. Wo die Bahn am öffentlichen Wege liegt, ist ein 0,60 bis 0,75 m hoher, wallartiger Aufwurf hergestellt, aber in Abständen von 10 m unterbrochen, um das Wasser vom Wege in den Graben durchzulassen; jede solche Lücke ist mit einem Baume bepflanzt (s. rechte Seite der Abb. 14).

Abb. 15. Sächsische Schmalspurbahnen von 0,75 m Spurweite, deren Kronenbreite 2,35 m beträgt, zeigen dasselbe Mafs der Bettungssohle wie Abb. 14, nämlich $1{,}75 + 2 \cdot 0{,}40 \cdot 1{,}5 = 2{,}95$ m.

Abb. 16. Wallücke-Bahn unweit der Porta westfalica. Spurweite 0,60 m. Es werden zwei verschiedene Oberbauausführungen hergestellt, mit Schwellenschienen und mit Querschwellen. Bei ersterer ist die Kronenbreite zu 1,50 m, bei letzterer zu 2 m und die Bettungsstärke unter den Schienen zu bezw. 0,10 m und 0,16 m bestimmt.

Abb. 17. Norweg. Sekundärbahnen. Felseinschnitt. Spurw. 1,067 m (3′ 6″ engl.).

§ 27. Querschnitte von Erdkörpern für Strafsen und Kanäle. Von diesen beiden künstlichen Verkehrswegen, welche aufser den Eisenbahnen wichtige Gegenstände des Ingenieurbaues bilden, werden die Landstrafsen im VIII. Kapitel dieses I. Teils des Handbuchs (3. Aufl.) unter „Strafsenbau“ behandelt. Es werden dort alle Verhältnisse in Betracht gezogen, welche auf die Breite, die Befestigungsart, die Entwässerung, die Mafsregeln zum Schutz der Anlage, kurz auf die Querschnitte der Strafsen Bezug haben, so dafs ein Eingehen auf diese Gegenstände an dieser Stelle überflüssig erscheint. Es mag nur hervorgehoben werden, dafs, weil die Landstrafse bei den für sie zulässigen Steigungs- und Krümmungsverhältnissen sich den Unebenheiten des Geländes in günstiger Weise anpassen läfst, die zu ihrer Herstellung erforderlichen Erdarbeiten im Flachlande und bei mäfsig welliger Bodenoberfläche durchschnittlich sehr gering sind und vielfach auf leichte Graben- und Einebnungsarbeiten beschränkt bleiben. Eine gröfsere Bedeutung erlangen sie im Hügel- und Gebirgslande. Sieht man aber von den hier oft zahlreich vorkommenden Kunstbauten, Viadukten, Futtermauern u. s. w. ab und erwägt man, dafs bei der Trassierung der Strafsen möglichst auf einen Ausgleich der Bodenmassen in der Querrichtung Bedacht genommen wird, so dafs vollständige Dämme und Einschnitte nur in beschränktem Mafse vorzukommen pflegen, also eine Bewegung der Massen auf gröfsere Entfernungen selten erforderlich wird, so zeigt sich, dafs der Strafsenbau an Umfang und Eigenart der zur Herstellung der eigentlichen Erdkörper nötigen Arbeiten gegenüber dem Eisenbahnbau wenig bemerkenswertes bietet. Belege hierfür geben die zahlreichen auf den Taf. IV u. V des Kapitels über „Strafsenbau“ (I. Bd. 3. Aufl., Abt. 4, Kap. VIII) angeführten Beispiele von Querschnitten ausgeführter Strafsen.

[89]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 251.

Schiffahrtskanäle gehören bezüglich aller ihre Anlagen und ihre Unterhaltung betreffenden Fragen zu den Gegenständen des Wasserbaues, welcher den Inhalt des dritten Teiles vom Handbuch der Ingenieurwissenschaften bildet. Die Arbeiten zur Herstellung ihrer Erdkörper fallen aber, mit Ausnahme der Baggerungen, in das Gebiet des Erdbaues und sind neben den allgemeinen Erörterungen über Gewinnung und Verbauung der Bodenmassen, soweit erforderlich, besprochen worden. Die Maßnahmen zur wasserdichten Herstellung der Kanalsohlen bezw. Böschungen, welche vielleicht zu den Arbeiten des Erdbaues gerechnet werden könnten, bleiben hier unerörtert, weil sie als Besonderheiten des Kanalbaues im „Wasserbau“ behandelt zu werden pflegen, was auch im vorliegenden Handbuch geschieht.

Für die Kanalquerschnitte sind vornehmlich die Größenverhältnisse der Fahrzeuge, welche auf ihnen verkehren sollen, maßgebend: die Breite, der Tiefgang und die Querschnittsfläche des eintauchenden Teiles des Schiffskörpers. Ein ähnlicher Unterschied, wie zwischen den Abmessungen der binnenländischen Kanalschiffe und der Kolosse der Handels- und Kriegsmarine besteht daher auch je nach ihrer Bestimmung zwischen denen der Kanäle.

Um dies an einigen Beispielen zu zeigen und um die bedeutenden Abmessungen der neueren Kanäle für Seeschiffe mit denen der Eisenbahnen in Vergleich ziehen zu können, sind den auf Taf. IV gezeichneten Querschnitten von Erdkörpern für Eisenbahnen in den Abb. 18 bis 22 solche von neueren Binnenland- und Seekanälen gegenübergestellt. Die Größe der letzteren verbot auf dem beschränkten Raume ihre Darstellung in gleichem Maßstabe mit jenen. Sie sind deshalb in dem halben Maßstabe der Eisenbahnquerschnitte aufgetragen, was bei dem Vergleich zu beachten ist.

§ 28. Befestigung und Entwässerung der Einschnittböschungen. Um den Schutz der Einschnittböschungen vor Ab- und Auswaschungen durch Regen und sonstiges Tagewasser mit Erfolg durchführen zu können, ist ihnen zunächst eine der Bodenbeschaffenheit entsprechende genügende Abflachung zu geben. Die zulässige Neigung unmittelbar durch Versuche zu bestimmen, ist, wie schon S. 150 u. 151 erwähnt, schwierig, weil in vielen, namentlich fetten Erdarten frisch abgestochene Wände sich anfangs bedeutend steiler halten, als später, wo die wechselnden Einwirkungen des Wetters sie ungünstig beeinflussen. Aber auch auf Grund der Erfahrung lassen sich allgemein giltige Regeln nicht aufstellen, da die Standfähigkeit derselben Bodenart nach den örtlichen Verhältnissen oft sehr verschieden ist. Es kann nur davor gewarnt werden, aus unzeitigen Sparsamkeitsrücksichten die Böschungen zu steil anzulegen. Sehr viele, wenn nicht die meisten Rutschungen sind auf eine fehlerhafte Böschungsanlage zurückzuführen und die Wiederherstellungsarbeiten pflegen dann so bedeutende Kosten zu verursachen, daß ihr Betrag die anfangs im günstigsten Fall erreichten Ersparnisse vielfach überschreitet.

Die in unserem Klima unter gewöhnlichen Verhältnissen meist angewandte Neigung der Einschnittböschungen in tonigen und sandigen Erdarten ist $1:1^1/_2$[90]), unter ungünstigen Verhältnissen bis zu 1 : 2, ausnahmsweise aber noch flacher. In Kies und Gerölle pflegen sich die Böschungen bei einer Neigung von $1:1^1/_4$, in weichem Tagegestein, in Mergel u. dergl. bei einer solchen von 1 : 1 und in festem Gestein, je nach dem Grade der Wetterbeständigkeit in steilerer, bis zur senkrechten Lage dauernd zu halten.

[90]) D. h. das Verhältnis der Höhe zur Grundlinie (s. S. 150).

Am ungünstigsten in Bezug auf die Böschungsanlage sind diejenigen Erdarten, welche das Wasser fein verteilt aufnehmen und dadurch in einen breiigen, halb flüssigen Zustand geraten. Hier bleibt bei Aushebung der Einschnitte oft nichts anderes übrig, als die vordringenden Massen so lange zu entfernen, bis sich eine der Natur der Bodenart entsprechende Böschung gebildet hat (vergl. Kap. II, § 7 unter 2 a).

In Bodenarten, welche unter dem Einfluſs der Atmosphäre ihre Kohäsion leicht verändern, ist es geraten, beim Beginn der Einschnittarbeiten die Wände nicht steil stehen zu lassen, sondern von vornherein genügend abzuflachen, um jene Umwandlung abzuwenden.

Nicht ohne Einfluſs auf die zulässige Neigung der Böschungen ist ferner die Tiefe des Einschnittes, weshalb in gleichen Bodenarten flache Einschnitte oft mit steileren Böschungen hergestellt werden können als tiefe. Beispielsweise hat man auf einigen belgischen und französischen Eisenbahnen das für mehr als 8 m Tiefe vorgeschriebene Verhältnis von 1 : $1\frac{1}{2}$ bei Tiefen von 4 bis 8 m auf 1 : $1\frac{1}{4}$ und bei Tiefen unter 4 m auf 1 : 1 ermäſsigt. Ähnliche Anordnungen wurden bei den oldenburgischen Eisenbahnen getroffen.

1. **Einschnitte in Fels** bedürfen in der Regel keines besonderen Schutzes. Kommen einzelne Schichten vor, welche das Eindringen des Tagewassers gestatten und dadurch Abrutschungen und Frostschäden veranlassen können oder welche unter dem Einfluſs der Atmosphäre verwittern, so ist eine Bekleidung anzuraten.

Höhlen und Klüfte, welche häufig in festem Gestein, besonders im Kalkstein, sich finden und, wenn sie bei der Herstellung von Einschnitten geöffnet werden, leicht Einbrüche veranlassen, werden zweckmäſsig mit Mauerwerk ausgefüllt oder bei gröſserem Umfange wenigstens nach aufsen geschlossen, um den darüber liegenden Schichten ein sicheres Auflager zu geben. Ähnlich verfährt man, wenn zwischen den festen Steinlagern einzelne weiche, nachgiebige Schichten auftreten, die, durch den Einschnitt bloſsgelegt, in Gefahr kommen, zusammen- oder herausgedrückt zu werden. In solchem Falle ersetzt man die weiche Schicht an der Böschung durch Mauerwerk, indem man zuerst einzelne Pfeiler herstellt, nachher den weicheren Boden zwischen diesen entfernt und den Raum mit Mauerwerk wieder ausfüllt (s. Abb. 5, Taf. IV). Bei allen solchen Arbeiten darf nicht versäumt werden, dem Sickerwasser genügende Auswege zu verschaffen durch Öffnungen, welche in der Mauer ausgespart werden, durch eingelegte Drains oder auf ähnliche Weise.

Wo Felsböschungen einer Bearbeitung bedürfen, ist für das Abschroten der vorspringenden Teile, für das Losbrechen solcher Felsstücke, die sich ablösen und herabstürzen könnten, für das Ausfüllen vorhandener Klüfte und Adern mit trockenem Mauerwerk oder mit guter Erde und Rasen ein mittlerer Zeitaufwand von $\frac{3}{4}$ bis zu 1 Arbeitsstunde f. d. qm zu rechnen. Je nach der Beschaffenheit der Felsen und je nach der geforderten Arbeit wird diese Arbeitszeit geringer oder höher anzuschlagen sein. Im allgemeinen wird man jedoch die Bearbeitung von Felsböschungen auf das geringste zulässige Maſs beschränken.

2. **Einschnitte in Kies und reinem Sande.** Diese Bodenarten werden durch Wasser weder aufgelöst, noch in ihrer Form verändert, so daſs Abrutschungen nicht zu befürchten sind. Bestehen diese Bodenarten aber aus so feinen Teilen, daſs sie vom Winde oder vom Tagewasser bewegt werden können, was namentlich häufig beim Sande der Fall ist, so müssen die Böschungen durch Bekleidung mit fruchtbarer Erde, durch

Besamung und durch eine dadurch hergestellte Grasnarbe oder durch unmittelbare Bekleidung mit Rasenziegeln geschützt werden. Der Bekleidungsboden pflegt auf solchen Böschungen ohne besondere Vorrichtungen zu haften und die sonstige Ausführung unterscheidet sich in keiner Weise von den der weiter unten unter 3 c) besprochenen, so dafs auf diese verwiesen werden kann.

Was die Kosten betrifft, so erfordert das Einebnen von Böschungen ohne weitere Bekleidungs- oder Befestigungsarbeiten bei leichteren Bodenarten f. d. Ar 1 bis $1^1/_2$ Tagewerke, bei schwerem Boden $1^1/_2$ bis 3 Tagewerke.

Mufs je nach der Beschaffenheit des zu bekleidenden Bodens vorher eine stärkere Schicht Muttererde aufgebracht werden, so vermehren sich die Kosten um den nach den Gewinnungs- und Förderpreisen zu ermittelnden Wert dieser besonderen Arbeit.

3. Einschnitte in fetten Erdarten erfordern bezüglich der Herstellung und Behandlung ihrer Böschungen eine gröfsere Vorsicht sowohl in gleichartigen, wie besonders in solchen ungleichartigen tonigen Massen, welche von durchlässigen Schichten durchzogen werden, oder aus einem Gemisch von Sand und fetten, leicht löslichen Erdarten bestehen.

Die in diesen Fällen anzuwendenden Schutzmafsregeln sind der Hauptsache nach zu richten:

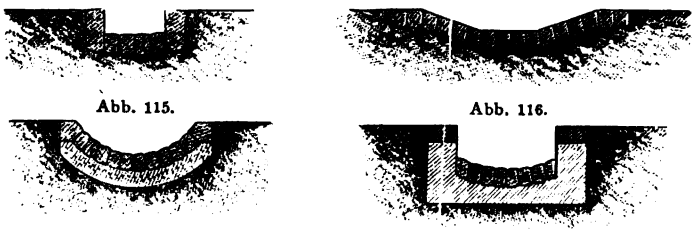
a) auf die Ableitung des Tagewassers, welches aus dem anliegenden Gelände in die Nähe der Böschungskante gelangt,

b) auf den Schutz der Böschungen gegen das aus dem Boden zu ihnen gelangende Wasser,

c) auf den Schutz der Einschnittwände gegen die Witterungseinflüsse durch entsprechende, gleichzeitig abdeckende und befestigende Bekleidungen.

a) Ableitung des Tagewassers. Ein zur Erreichung dieses Zweckes vielfach angewandtes Mittel besteht in der Herstellung eines Sammelgrabens, parallel der oberen Böschungskante (s. Abb. 6, Taf. IV) und in der Ableitung des Wassers bei ausreichendem Längengefälle durch den Graben selbst, sonst mittels Abfallrinnen über die Böschung nach dem Einschnittgraben. Die Anlage eines solchen Grabens, welche bei nicht durchlässigem Tonboden unbedenklich ist, kann grofse Gefahren im Gefolge haben, wenn der Einschnittboden durchlässig bezw. mit durchlässigen Schichten durchzogen ist. Die Gefahr liegt nahe, dafs das Wasser durch die Grabensohle diesen Schichten zufliefst und eine Erweichung des Erdreiches herbeiführt, also das Gegenteil von dem bewirkt, was mit ihm beabsichtigt wurde. Soll dieses vermieden werden, so mufs die Grabensohle vollständig dicht sein, was auf künstliche Weise ohne erhebliche Kosten nicht immer zu erreichen ist. In besonderen Fällen hat man den Graben wohl durch eine in Mörtel gemauerte Sohle befestigt, auch unter die Grabensohle Drainröhren gelegt, um das durchsickernde Wasser aufzusaugen und gefahrlos abzuleiten. Der Graben mufs ferner ein reichliches Gefälle erhalten und genügend weit von dem Rande des Einschnittes entfernt angelegt werden.

Abb. 113 bis 116. *Querschnitte von Abfallrinnen.*



Die in die Einschnittböschungen einzulegenden Abfallrinnen (vergl. die Textabb. 113 bis 116), welche bestimmt sind, das Wasser aus dem erwähnten Sammelgraben oder aus Quergräben, die an dem oberen Rande des Einschnittes ausmünden, oder aus den noch weiter zu besprechenden Böschungsdrains dem Einschnittgraben zuzuführen, werden je nach der Bedeutung des Wasserzuflusses aus Rasen, Hohlziegeln, Steinpflaster, Mauerwerk, ausnahmsweise auch wohl aus Holz, mit gleichmäfsigem Gefälle oder mit Absätzen verlegt hergestellt.

b) Schutz der Böschungen gegen das aus dem Boden vorquellende Wasser. Durch das Vorhandensein durchlässiger Schichten oder Adern tritt häufig an Einschnittböschungen das Quell- oder Sickerwasser nach dem Anschneiden des Bodens, oft in zunächst kaum bemerkbaren Mengen, zu Tage und gefährdet die Böschungsfläche in hohem Grade nicht nur durch ständige Nässe, sondern durch unmittelbare Aufweichung und durch Zerstörung des Bodenzusammenhanges auch in Verbindung mit Frosteinwirkungen, so dafs fortwährende Abrutschungen die Folge bilden. Die dagegen anzuwendenden Schutzmafsregeln sind auf das Auffangen und Fassen der Wasserläufe und Wasserfäden, sowie auf das Fortleiten dieses Wassers auf möglichst kurzem Wege nach den Abfallrinnen und Einschnittgräben zu richten. Über das Nähere hierüber s. Kap. II, § 6, wo auch verschiedene Beispiele derartiger Einschnittrutschungen besprochen werden.

c) Schutz der Böschungen durch Bekleidung. Der äufsere Schutz der Böschungen wird durch eine Grasnarbe, durch Bepflanzung, durch Einlegen von Sickerrinnen und durch Abpflasterung erreicht. Durch diese Anlagen sollen die Einschnittwände der unmittelbaren Einwirkung des Wetters entzogen werden, es soll das Austrocknen der Oberfläche, das Bersten und die Bildung von Rissen, in welche das die Kohäsion der Masse vermindernde Wasser eindringen und dadurch zu Ablösungen und Ausbrüchen Veranlassung geben würde, verhindert werden.

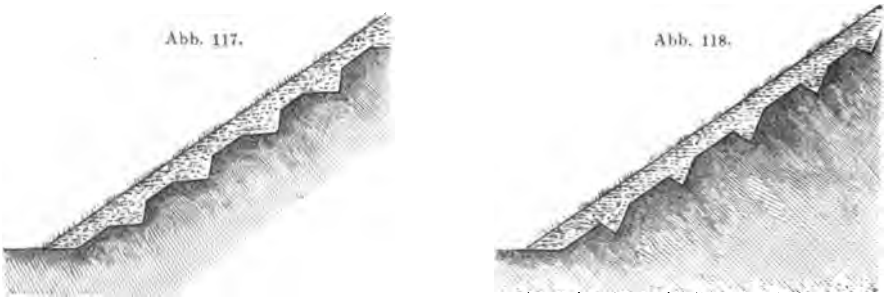
α. Besamung. Die Bildung einer Grasnarbe wird durch Besamung oder Rasenbekleidung (s. unter β.) bewerkstelligt. Soll die Besamung gedeihen, so ist vor allem erforderlich, dafs an den Böschungsflächen eine Schicht fruchtbarer Erde vorhanden sei. Werden die Einschnitte nicht tiefer ausgehoben, als der fruchtbare Boden ansteht, oder werden Dämme in ihren äufseren Lagen von solcher Erde geschüttet, so bedarf es eines besonderen Überzuges weiter nicht. Wo aber das Material der Böschungen aus totem Boden besteht, mufs zuvörderst eine Schicht Muttererde aufgebracht werden und dies geschieht zweckmäfsig auch da, wo an sich unfruchtbare Bodenarten, wie Mergel, erst wenn sie längere Zeit den Einwirkungen der Luft ausgesetzt sind, in fruchtbare Erde sich verwandeln.

Das Material zu diesen Bekleidungen, welches in den meisten Fällen an Ort und Stelle sich findet und bei Beginn der Erdarbeiten abgedeckt und zur Seite abgelagert wird (s. § 5, S. 18), bringt man nachher in Lagen von etwa 0,15 bis 0,25 m Stärke je nach örtlichen Verhältnissen und nach der zur Verfügung stehenden Menge auf die Böschungen.

Je flacher letztere angelegt und je gleichartiger ihr Schüttmaterial mit der Bekleidung ist, desto inniger wird die Verbindung.

An Tonböschungen, deren Oberfläche fast immer feucht ist und bei ihrer festen Glätte schwer eine Verbindung mit dem lockeren Mutterboden eingeht, rutscht dieser leicht ab. Um dies zu verhüten, schneidet man nach Abb. 117 Stufen in das Erdreich

Abb. 117 u. 118. *Bekleidung toniger Böschungen.*



ein, gegen welche der Mutterboden sich stützen soll. Legt man nach Abb. 118 die Stufen mit einer Neigung nach innen an, so erhalten die Rillen, um während der Ausführung der Arbeit das Regenwasser und später das etwa durch den Mutterboden sickernde oder aus dem Erdreich schwitzende Wasser abzuleiten, Längengefälle nach den Abfallrinnen oder dem Einschnittgraben. Mitunter wird das bei Abpflasterungen übliche Verfahren, die Bekleidungsschicht von den Tonmassen durch eine Filterschicht aus Kies oder ähnlichem Material zu trennen und in dieser das aus dem Erdreich vorquellende Wasser dem Einschnittgraben zuzuführen, auch im vorliegenden Falle angebracht sein (s. unter ε., S. 168 und Abb. 123 bis 125).

Das Aufbringen des Mutterbodens geschieht am besten bei feuchter Witterung, weil dann eine festere Verbindung der Erde in sich und mit den Wänden des Erdkörpers erlangt wird. Nach gleichmäfsiger Verteilung und Einebnung wird der Mutterboden mit besonders dazu eingerichteten Schlägeln festgestampft, worauf dann die Besamung erfolgt.

Eine feste Benarbung wird nach Henz vorzugsweise durch Gras und kurze Kleearten (Steinklee) erzeugt; da aber in verschiedenen Bodenarten, je nach Lage der Böschungen nach verschiedenen Himmelsgegenden und je nach dem wechselnden Feuchtigkeitsgehalt des Untergrundes, nicht alle Pflanzen gleich gut fortkommen, so pflegt man verschiedene Samenarten miteinander vermischt aufzubringen. Die dem Boden und der Lage entsprechendsten Pflanzen erlangen dann bald das Übergewicht, verdrängen gröfstenteils die anderen schwächeren, erzeugen aber dabei die gewünschte Grasnarbe.

Auf den Morgen (180 Quadratruten = 2553 Quadratmeter) kommen durchschnittlich 20 Pfund Samen. Durch folgende Mischung wurde ein sehr guter Rasen erzeugt:

28 Teile Thimotheusgrassamen,
27 „ Raigrassamen,
15 „ gelber Kleesamen,
15 „ weifser Kleesamen,
15 „ Luzernesamen.[91])

Die beiden Grassamenarten werden, da sie sehr leicht sind, unter sich gemischt und besonders gesät und dann erst wird der gemischte Samen der übrigen Futterkräuter eingebracht.

Die Böschungen bedürfen zur Aufnahme des Samens keiner anderen Vorbereitung, als dafs mit eisernen Harken schmale wagerechte Furchen eingeritzt werden, welche den Samen aufnehmen, sein Herunterspülen durch den Regen und das Verwehen durch den Wind verhindern. Die Besamung mufs, um so bald als möglich eine Grasnarbe zu erzielen, gleich nach Einebnung der Böschungen und ohne

[91]) Bei der Great-Western-Bahn in England war vorgeschrieben, auf 1 Acre (= 1,58 preufs. Morgen = 0,4 Hektaren) nicht weniger als 14 Pfund (6,35 kg) Kleesamen und 1 Bushel (= 0,66 preufs. Scheffel = 36 l) Raigrassamen zu säen.

besondere Rücksicht auf die Jahreszeit (am besten jedoch im Frühjahr) vorgenommen werden. Die Möglichkeit einer zeitigen Begrünung ist schon des wenig kostspieligen Versuches wert, selbst wenn eine spätere Wiederholung notwendig werden sollte.

Wenn immer möglich, sucht man zu diesen Besamungen feuchte Witterung zu benutzen, bei welcher der Samen besser auf den Böschungen haftet, schneller aufgeht und kräftigere Pflanzen erzeugt. Besamungen, welche im heifsen Sommer angelegt werden, vertrocknen leicht und erzeugen keine Narbe. Verschiedentlich ist es jedoch gelungen, eine solche zu erhalten, wenn gleichzeitig Hafer mit ausgesät wurde, der immer schnell aufgeht und unter dessen Schatten die schwachen Gras- und Kleepflanzen sich entwickeln können, ohne von der Sonne zu leiden.[92])

Wenn die Böschungen zu mageren Boden aufweisen und die erwähnten Grassamen nicht gedeihen können, wendet man mitunter Quecken an, die fast unter allen Umständen fortkommen und deren Wurzeln bis etwa 1 m Tiefe den Boden durchdringen.

Für das Einebnen der Böschungen und für das Bekleiden mit seitlich abgelagertem Mutterboden kann man für das qm 0,03 bis 0,045 Tagewerke, also bei einem Lohnsatz von 2,5 M. etwa 7 bis 11 Pfennige rechnen. Das Besäen der Böschungen mit Grassamen kostet f. d. Ar etwa 1 bis 1,5 M.

β. Rasenbekleidung. Die Bekleidung der Böschungen mit Rasen geschieht hauptsächlich, um schneller eine dichte Grasnarbe zu erhalten, als sie durch Besamung gebildet werden kann. Sie wird besonders an den Stellen angewendet, die der Beschädigung durch Wasser am meisten ausgesetzt sind; daher bei Grabenböschungen, Wasserrinnen, bei Uferdeckungen und bei Dammböschungen, die vom Hochwasser bespült werden. Die Rasenziegel (s. § 5, S. 18) müssen bald, nachdem sie gestochen werden, zur Verwendung kommen. Müssen sie aufbewahrt werden, so setzt man sie in Haufen auf und schützt sie bei trockenem Wetter durch Begiefsen. Bleiben sie aber sehr lange aufgehäuft, so wachsen sie zusammen und zerbröckeln, wenn sie nachher auseinandergerissen werden, oder sie verstocken. Am besten sind die frisch gestochenen Rasen mit dichtem Graswuchs und feinen und kurzen Halmen.

Man unterscheidet die Bekleidung mit Deckrasen oder Flachrasen und mit Kopfrasen.

Bei ersterer Art werden die einzelnen Stücke mit wagerechten Längenfugen und im Verband regelmäfsig flach auf die Böschung gelegt, die Wurzelseite nach unten gekehrt und mit etwa 0,30 m langen Pflöcken angenagelt. Bestehen die Böschungen aus einem trockenen Sande oder aus steinigen Bodenarten, welche die Feuchtigkeit durchlassen, so wächst der Rasen nicht leicht mit dem Untergrunde zusammen und vertrocknet bei anhaltender Dürre. Deshalb ist es hier nötig, zuerst eine dünne Schicht urbarer Erde aufzubringen und in diese den Rasen zu legen.

Für die Bekleidung der Böschungen mit vorhandenem Flachrasen können dieselben Preise wie für diejenige mit Mutterboden, also 7 bis 11 Pf. f. d. qm, angesetzt werden.

Kopfrasen werden in wagerechten Lagen mit wechselnden Fugen, die Wurzelseite stets nach oben gekehrt, in der Art der Rollschichten so aufeinander gepackt, dafs ihre äufseren Kanten die Böschung bilden. Häufig treibt man in jeder Schicht auch einzelne Pflöcke ein. Nachher wird die ganze Oberfläche durch Abstechen mit scharfen Spaten geschlichtet.

Die Bekleidung mit Kopfrasen ist wegen des gröfseren Bedarfs an Rasen teurer als die erste Art, gewährt aber mehr Festigkeit und gestattet eine steilere Böschung.

---

[92]) Vergl. Henz, Anleitung zum Erdbau. Berlin 1874. 3. Aufl. S. 193.

Sie eignet sich deshalb auch zur Bildung der Böschungskegel bei kleineren Kunstbauten und findet eine Hauptanwendung bei der Ausbesserung abgerutschter Böschungen.[93])

Häufig verbindet man die Bekleidung der Böschungen durch Rasen derart mit der Besamung, dafs man die Rasen streifenweise auf den Böschungen befestigt, in sich kreuzenden Linien, wagerecht und senkrecht oder schräg und dafs man die so gebildeten Felder mit Muttererde ausfüllt und nachher besät.

Auch die Rasenarbeiten werden am besten bei feuchter Witterung ausgeführt; müssen sie bei trockenem Wetter vorgenommen werden, so wird das Begiefsen erforderlich. Von Wichtigkeit ist ferner eine rechtzeitige Ausbesserung aller Mängel und Beschädigungen, welche sich bei den bekleideten Böschungen zeigen.

γ. Bepflanzung. Über die Zweckmäfsigkeit des Bepflanzens der Böschungen mit Bäumen oder Sträuchern herrschen unter den Ingenieuren verschiedene Ansichten. In Frankreich werden die Bepflanzungen sehr viel angewandt, seltener in Deutschland und am wenigsten in England. Man ist hier dagegen, weil man annimmt, dafs die Befestigung der Böschungen vorzugsweise den Zweck habe, diese trocken zu halten, während Holzwuchs das Gegenteil bewirkt, der Lüftung hinderlich ist, Nebel und Regen anzieht oder aufhält und dadurch dem Wasser das Eindringen in den Boden erleichtert. Offenbar müssen bei Beurteilung des Wertes oder Unwertes solcher Anlagen die klimatischen Verhältnisse berücksichtigt werden und es ist leicht erklärlich, wie bei dem feuchten Klima in England Pflanzungen sich nachteilig zeigen können, während sie bei einem trockeneren und wärmeren Klima, wie in Frankreich, die günstigsten Ergebnisse liefern.

Oft macht die Beschaffenheit des Untergrundes, sowie die grelle Einwirkung der Sonnenstrahlen die Erzeugung einer Grasnarbe unmöglich, während durch Bepflanzung der Böschungen mit zweckmäfsig gewählten Baum- und Straucharten eine gute Befestigung erreicht wird, indem die Wurzeln tief genug eindringen, um nicht ausgetrocknet zu werden, und unter der Oberfläche ein festes Geflecht bilden.

Baumarten, die im trockenen Gelände angewendet werden, sind: Akazien, Birken, Ahorn, Eschen und einzelne Obstbaumarten; in feuchtem Gelände: Weiden, Erlen, Hainbuchen und Ulmen.[94]) Sie werden gewöhnlich in Reihen gepflanzt, hin und wieder auch gesät.

Am Bottroper Einschnitt[95]) wurden zunächst die Böschungen von Stat. 141 bis 150 probeweise mit Akazienpflanzungen befestigt, die im Frühjahr, kurz beschnitten, kräftige Wurzeln trieben und dadurch der Böschung einen guten Halt gaben. Nach gelungenen Versuchen wurde bestimmt, dafs alle Böschungen des Einschnittes mit Akazien zu be-

[93]) Auf der Bahn von St. Germain des Fosses nach Roanne hat man in tonigem Sande, wo der Regen die Böschungen in ungewöhnlicher Weise ausspülte, parallel mit der Kante des Einschnittes in 2 m Entfernung Streifen Kopfrasen, die 0,30 m tief eingriffen, gelegt, in je 5 m Entfernung senkrecht dazu ähnliche Streifen und in die so gebildeten Rahmen platte Deckrasen verlegt; aufserdem führten fischschwanzförmig angeordnete Drainzüge das Wasser in von 10 zu 10 m angebrachte Rasenrinnen. Diese Bekleidung sitzt gehörig fest und die Kosten für alle zugehörigen Arbeiten, Drainage und Rasenrinnen haben nicht über 1 Franc f. d. qm Oberfläche betragen. Vergl. Ann. des ponts et chaussées 1859. Auch: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1864.

[94]) Ausführlicheres über die namentlich in Frankreich üblichen Verfahrungsarten bei Herstellung von Pflanzungen findet sich in: Goschler, Traité pratique de l'entretien et de l'exploitation des chemins de fer, 1. Teil. — du Breuil, Manuel d'arboriculture des ingenieurs. — Über Bepflanzung der Böschungen vergl. ferner: Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1873, S. 66. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Eisenbahnverw. 1878, S. 767; 1880, S. 427. — Deutsche Bauz. 1880, S. 163.

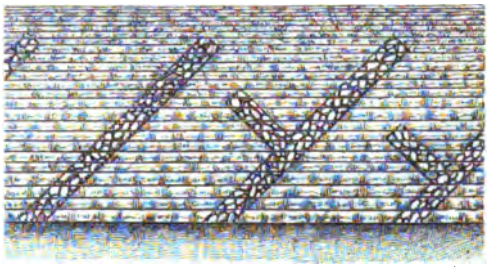
[95]) Vergl. F. Wiebe, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, S. 44.

pflanzen seien. Für ein Quadratmeter Böschungsfläche war eine Pflanze erforderlich. Die Pflanzen wurden in Reihen schachbrettartig gesetzt. Für die Lieferung und das Setzen eines dreijährigen gesunden Setzlings, mit Einschlufs der Herstellung der Löcher und ihrer Verfüllung mit Mutterboden wurden in den Voreinschnitten 5 Pf., in dem mittleren tiefen Teile des Einschnittes 6 bis 8 Pf. gezahlt, wobei der Unternehmer Garantie leisten und nach Verlauf des ersten Jahres sie beschneiden mufste.

Weidenpflanzungen finden auch eine häufige Anwendung in Ausschachtungen, die bis auf den Grundwasserstand geführt werden. Um diese Flächen wieder wirtschaftlich zu verwerten, werden gewöhnlich Parallelgräben hergestellt, mit deren Aushub kleine Dämme gebildet und diese bepflanzt.

δ. Einlegung von Sickerrinnen und Drainröhren. Wird zum weiteren Schutz der mit einer Pflanzendecke bekleideten Böschungen eine Oberflächen-Entwässerung erforderlich, so stellt man diese in der Regel mittels Drainröhren oder Sickerrinnen her. Erstere halten das Erdreich auf eine gröfsere Tiefe trocken, als in die Böschungsoberfläche eingelegte Sickerrinnen, während letztere, die man etwa 0,3 bis 0,5 m tief macht und mit trockenen Steinen oder grobem Kies ausfüllt, besser gegen die Einwirkungen des Regens schützen und sich weniger leicht verstopfen.

Abb. 119. *Schräge Sickerrinnen.*



Die Sickerrinnen werden häufig nach Abb. 119 schräg gelegt, so dafs sie bei geringer Länge eine grofse Böschungsfläche entwässern, indem sie die auf ihrer Breitenausdehnung von oben herabfliefsenden Wasserteile aufnehmen. Bei sattelartiger Gestalt nach Abb. 120 und noch mehr bei bogenartiger Anordnung nach Abb. 121 stützen sie, wenn in ausreichenden Abmessungen und sorgfältig wie Trockenmauerwerk ausgeführt, aufserdem den über ihnen liegenden Boden.

Abb. 120 u. 121. *Zusammengeführte Sickerrinnen.*

Abb. 120.

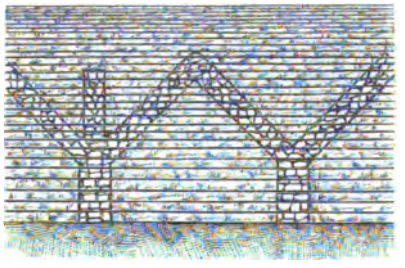
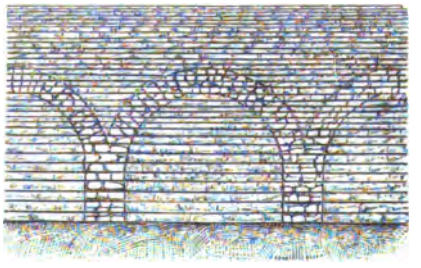


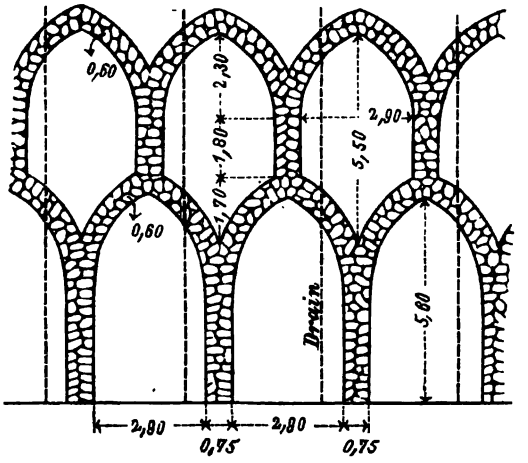
Abb. 121.



Derartige Anordnungen sind geeignet, Erscheinungen vorzubeugen, wie sie mitunter nach anhaltendem schweren Froste, der leicht 60 bis 80 cm in den Boden eindringt, vorkommen. Wenn nämlich die Schneemassen unter heftigen Regengüssen rasch auftauen und das Wasser die obere Schicht der Böschung durchweicht, an dem weiteren Eindringen aber durch die noch gefrorene folgende Schicht verhindert wird, so gleiten auf letzterer die schlammig gewordenen Massen leicht ab und veranlassen, namentlich bei hohen Böschungen, oft lästige Betriebsstörungen. Bei Sickerrinnen von angegebener Art ist der Frost ein gefährlicher Feind, und es müssen ihre Ausmündungsstellen daher sehr sorgfältig behandelt werden (s. S. 168 u. 169).

1. Die in Abb. 122 dargestellte Anordnung der Sickerrinnen hat an der Paris-Strafsburger Eisenbahn im Einschnitt bei Loxéville Anwendung gefunden. Sie hat sich dort nicht bewährt, da bei dem gekünstelten Aufbau die Pfeiler und Bögen leicht ihre Lage veränderten und an vielen Stellen zerstört wurden. Man hat deshalb später in die Böschungen Querdrains aus Röhren von 0,03 m innerem Durchmesser in 2 bis 3 m Entfernung, nach Mafsgabe der abzuführenden Wassermenge, eingelegt (1 bis 1,20 m tief und mit einer 0,30 bis 0,40 m starken Schicht aus Steinbrocken überdeckt); darüber ist eine Lage Moos ausgebreitet und über diese eine 0,20 m starke Schicht Muttererde gestampft, das ganze dann mit Rasen abgeglichen. Die Querdrains münden in Sammeldrains von 0,06 m Durchmesser und diese in den Einschnittgraben.

Abb. 122. *Zusammengeführte Sickerrinnen.*



2. Auf der Eisenbahnstrecke Insterburg-Lyck hat man in einem durchschnittlich 6 m tiefen Einschnitt in wasserhaltigem Boden, nachdem die zur Verhütung von Rutschungen an den Böschungen eingelegten Sickerrinnen sich nicht bewährt hatten, 1 m tiefe Gräben ausgehoben, in diese zunächst 10 cm starke Kieslager gebracht und darauf 3 bis 4 cm starke Drainröhren möglichst eng schliefsend verlegt. Die Drainröhren wurden 30 cm hoch mit Kies überdeckt und dann die Gräben mit dem im Einschnitt vorgefundenen Boden verfüllt. Diese Querdrains sind in Abständen von 2,5 m mit einem der Böschungsneigung von 1 : 1,5 folgenden Gefälle angeordnet und haben wenige Tage nach Vollendung der Arbeit das Wasser zum Abflufs gebracht.

3. In derselben Weise ist in einem Einschnitt der Strecke Kohlfurt-Falkenberg eine umfangreiche Entwässerungsanlage mit gutem Erfolg zur Ausführung gelangt. An der betreffenden Stelle liegt unter einer 1,5 m starken Sandschicht eine wasserführende Kiesschicht und darunter fester Letten. Aus der bei Herstellung des Einschnittes angeschnittenen Kiesschicht flofs das Wasser unaufhörlich über den Letten, weichte diesen auf und führte dadurch Rutschungen an den Böschungen herbei. Die dann in Abständen von 2,5 m angeordneten Rohrleitungen haben nur in einem einzigen Fall sich nicht als ausreichend erwiesen. Als jedoch noch ein weiteres Rohr eingelegt war, verschwand die in der bereits geebneten Böschung sich zeigende Feuchtigkeit. Seit Herstellung dieser Entwässerungsanlage ist an der Böschung keinerlei Rutschung mehr vorgekommen, auch sind irgend welche feuchte Stellen an ihr nicht mehr wahrgenommen worden. Die Kosten einschliefslich der Materialien haben sich auf 65 Pf. f. d. lfd. m der Rohrleitung gestellt.[96])

Wenn, wie in den beiden letzten Fällen, es nicht möglich ist, unter der Grabensohle ein gröfseres Drainrohr zu verlegen, welches das aus den Querleitungen kommende Wasser aufnimmt, dann empfiehlt sich für die sichere Lage des untersten Rohres jeder Querleitung die Herstellung einer Grabenmauer. Grofse Sorgfalt ist in solchen und ähnlichen Fällen überhaupt auf die Herstellung der Drainmündungen zu verwenden, um den ungehinderten Wasseraustritt zu sichern, die Röhren jederzeit nachsehen und reinigen zu können. Man läfst dieselben deshalb auch wohl mit einem nach unten gekrümmten Endstücke unter Wasser in einen gemauerten Abfallschacht ausmünden, aus welchem das Wasser dem Einschnittgraben zufliefst.

ε. Abpflasterungen. Die Wahl der zur äufseren Befestigung und Bekleidung der Böschungen anzuwendenden Mittel hängt selbstredend von den zur Verfügung stehenden Materialien ab. In Gebirgsgegenden ist Mutterboden oft schwer zu beschaffen und gutes Steinmaterial reichlich vorhanden. Dort wird demnach eine Besetzung der Böschungen mit Steinen das durch die Verhältnisse angezeigte Schutzmittel sein. Abpflasterungen der Böschungen werden gewöhnlich in Stärken von 0,25 bis 0,50 m hergestellt, am besten in regelmäfsigen Schichten, wobei die Steine in ein trockenes Bett und in Verband gesetzt und die Fugen mit kleinen Steinen, Moos oder dergl. ausgefüllt werden.

[96]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 58.

Bei der Anordnung nach Abb. 123 für tonige Einschnitte der Eisenbahn Epinay-Luzarches in Frankreich ruht die aus leicht zu bearbeitenden Bruchsteinen hergestellte, 0,30 bis 0,50 m starke Pflasterung auf einer 5 bis 10 cm hohen Schicht von Steinbrocken und stützt sich gegen die Grabenausmauerung, in welcher von 5 zu 5 m Abzugslöcher ausgespart sind.

Einer besonderen Beachtung bedarf in feuchten Einschnitten der Fufs der Böschungen, weil hier die Wasseransammlung am gröfsten und aufserdem dieser Teil dem Angriff des im Einschnittgraben fliefsenden Wassers ausgesetzt ist. In einfachen Fällen genügt gewöhnlich eine Abpflasterung, mitunter auch eine Einfassung der Grabenwand mit Faschinen und Buschwerk. Führt der Einschnitt bedeutende Wassermassen, so ist eine sichere Befestigung erforderlich; am besten durch Mauerwerk, entweder trocken oder in Mörtel hergestellt, wobei für eine ungehinderte Ausmündung der Abfallrinnen, Kanäle und Drains in den Einschnittgraben zu sorgen ist (vergl. Taf. V u. VI, sowie die Abb. 123 bis 125). Zur Befestigung der Sohle wird mit gutem Erfolge auch Beton verwandt.[97])

Abb. 123. *Pflasterung einer Einschnittböschung und Grabenanschlufs.* M. 1 : 50.

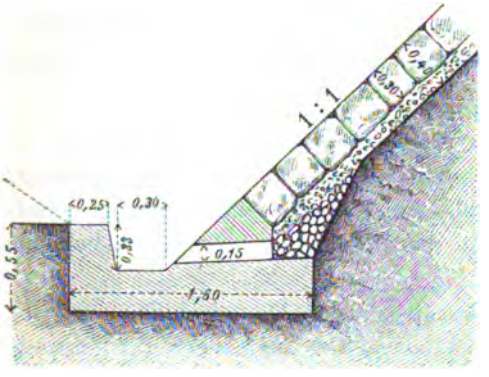


Abb. 124 u. 125. *Grabeneinfassung mit Mauerwerk an der Brenner-Bahn.* M. 1 : 125.

Abb. 124.

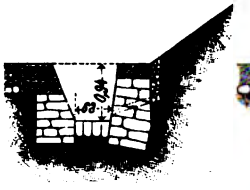


Abb. 125.

Durch Anordnung von Mauern am Fufse der Böschungen wird aufserdem noch der Vorteil erreicht, dafs die Querschnittfläche des Einschnittes und also auch die Abtragmasse geringer wird; ferner braucht in den Böschungsteilen des Einschnittes das Erdreich weniger tief ausgehoben zu werden, wodurch häufig Rutschungen auf tiefer liegenden Gleitschichten vorgebeugt wird; endlich kann der unterste Teil des Einschnittes über dem Planum unter dem Schutz der Böschungsmauern hergestellt werden, wodurch in beweglichem Boden die Erdarbeiten sich wesentlich vereinfachen.

Hat die Einschnittsohle ein geringeres Gefälle, als für die rasche Abführung des Sammelwassers aus den Entwässerungsanlagen erforderlich ist, so mufs dasjenige der Seitengräben verstärkt werden; wenn aber die dadurch benötigte Verbreiterung des ganzen Einschnittes Bedenken erregt, so kann unter der Sohle der das Tagewasser aufnehmenden offenen Gräben noch ein besonderer Kanal mit stärkerem Gefälle oder ein Drainrohr für die Ableitung des unterirdischen Wassers angelegt werden (s. Taf. V,

[97]) Über die guten Erfolge der an der Oels-Jarotschin-Eisenbahn in einer mächtigen Fliefsbodenschicht (Kujawka) ausgeführten Einschnittgräben mit einem in Zementmörtel gemauerten, auf einer Rigole aus Kleinschlag oder Grobkies ruhenden Sohlengewölbe und mit Widerlagern aus Trockenmauerwerk vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1894, S. 408; desgl. die Bewährung der Anordnung von 0,6 bis 1 m tief unter der Grabensohle ausgehobenen, mit einem Drainstrange versehenen und dann mit grobem Kies ausgefüllten Sickerschlitzen an der Hildesheim-Braunschweig-Eisenbahn, Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 156.

Abb. 23). Häufig ordnet man solche Leitungen auch unter dem Einschnittplanum statt unter der Grabensohle an (s. Taf. V, Abb. 9).

η. Besondere Bekleidungsarten. Als solche sind Abdeckungen mit besonders geformten durchlochten künstlichen Steinen[98]), sowie Betonbekleidungen mit und ohne Eiseneinlage zu erwähnen, die namentlich für Uferböschungen, aber auch als Abdeckung der Böschungen von Einschnitten in miteinander abwechselnden Sand- und Ton- oder Mergelschichten empfohlen werden können, um das Abrutschen und Auswaschen zu verhindern, in gröfserer Ausdehnung für Eisenbahn- und Strafsenbauten angewendet aber jedenfalls viel kosten. Vorschläge dieser Art sind in den unten angegebenen Quellen näher beschrieben.[99])

Der Erfolg aller besprochenen Böschungsbefestigungen hängt wesentlich mit davon ab, dafs die Arbeiten rechtzeitig und schnell ausgeführt werden, ehe die Umbildung des Bodens durch die atmosphärischen Einflüsse und durch Wasserangriff erfolgt. Vor allem dürfen eingeebnete Böschungen in nicht wetterbeständigem Erdreich während eines Winters nicht unbekleidet bleiben. Es mufs ferner für eine sorgfältige Unterhaltung der Entwässerungsanlagen Sorge getragen werden; verstopfen sich die Kanäle oder versagen sie aus einem anderen Grunde ihren Dienst, so ist eine schleunige Abhilfe des Fehlers notwendig, damit nirgends eine Aufstauung des Wassers entstehe. Namentlich ist auch während des Frostes darauf zu achten, dafs die Ausmündungen der Wasserzüge und die Einschnittgräben nicht zufrieren.

4. Einschnitte, die ständigem Wasser- oder Wellenangriff ausgesetzt sind, wie bei Kanälen, erhalten durch Anordnung einer mit Schilf, Weiden oder dergl. bepflanzten Berme (s. § 29) in der Höhe des Wasserspiegels ein einfaches und billiges Schutzmittel; oberhalb des Wasserspiegels können dann die Böschungen mit Rasen bekleidet werden.

Bei heftigem Wellenangriff, wie er in Kanälen durch Dampfschiffe verursacht wird, verwendet man zum Schutz der Böschungen meist Trockenmauerwerk, entweder nur an der am meisten angegriffenen Stelle oder in der ganzen Ausdehnung der Böschungen, seltener eine Befestigung durch Pfähle oder Faschinen.

Am Kaiser Wilhelm-Kanal sind zum Schutz der Böschungen Steinabdeckungen in vier verschiedenen Bauarten ausgeführt worden, je nachdem sie im Trockenen oder unter Wasser hergestellt werden mufsten und je nach der zur Verfügung stehenden Steinart. In der unten angegebenen Quelle werden die verschiedenen Formen wie folgt beschrieben:[100])

1. Unter Wasser ist nur eine 30 cm starke, lose aufgeworfene Ziegelbrockenschicht oder Bruchsteinschicht auf die Böschung gebracht, bei welcher als Untermaterial das feinere, als Deckmaterial das gröbere Verwendung findet. Soweit eben brauchbare Findlinge vorhanden sind, finden auch diese Verwendung zu loser Schüttung, jedoch mit der ausdrücklichen Beschränkung, dafs sie gespalten und nicht rund sind, damit sie von der durchflutenden Welle nicht so leicht weggerollt werden können. Diese Schüttung liegt gegen einen 2,5 m breiten Fufs von

---

[98]) Ein neues System zur Befestigung von Böschungen bei Durchstichen von Wegen und Bahnen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1904, S. 105.

[99]) M. Möller, Uferschutz mit Zement-Erdankern. Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 240 u. 286. — Uferdeckungen aus Beton mit Eiseneinlage und Erdankern. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 294, 425, 499; 1899, S. 283. — Böschungsbekleidung mit Eisenbeton, Patent P. Melocco in Budapest. Deutsche Bauz. 1904, S. 44.

[100]) Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 204.

Ziegeln. Wo die Austiefung des Kanalquerschnittes wenigstens bis zum Fufs der Böschung im Trockenen erfolgen kann, ist die Steinböschung in festeren Formen ausgeführt.

2. Bei der Verwendung von Bruchsteinen und Findlingen wird nach gehöriger Festlegung des Fufspunktes in 0,4 m Breite eine 20 cm starke Schicht von Grand oder Ziegelbrocken als Bettung auf die Böschung gebracht und durch die 30 cm starke Pflasterung in Bruchsteinen gelegt. Dieselbe geht in die obere Rasenbekleidung mit einem Halbmesser von 3 m über.
3. Wo das Ufermaterial von Natur oder durch Einschüttung der Sanddämme aus feinerem Sande besteht, ist dieser mit einer 20 cm starken Klaischicht abgedeckt und darauf ein hochkantiges Ziegelpflaster von 25 cm Stärke gegen einen Fufs von 0,5 m Breite aufgelegt, welches mit 1 m Halbmesser in die obere Böschung von 1 : 5 übergeht.
4. Wo sowohl die Bruchsteine als Ziegelsteine kostspielig werden, dagegen Sand und auch Zement billiger erreichbar ist, wird nach Einlegung eines 0,75 m breiten, 25 cm starken Fufses aus Bruchsteinen die Böschung in drei verschiedenen Formen nach oben aufgebaut. Der untere, unter mittlerem Niedrigwasser liegende, 1,75 m hohe Böschungsteil wird mit einer 20 cm starken Sandbetonschicht von einem Mischungsverhältnis 1 : 6 in einzelnen Tafeln auf einer Sandbettung von 5 cm Stärke abgedeckt. Vom gemittelten Niedrigwasser bis zur Mittelwasserhöhe, in welcher sich hauptsächlich die Wellenbewegung vollzieht, kommt ein 0,25 m starkes, auf den Kopf gestelltes Klinkerpflaster, auf einer Sandschicht von 0,1 m ruhend, zur Anwendung. Von Mittelwasserhöhe bis zur oberen Böschung von 1 : 5 folgt ein hochkantiges Ziegelpflaster von 0,25 m Stärke, welches mit 2 m Halbmesser in die obere Böschung übergeht.

Soweit in der Böschung Abquellungen sich zeigen, wird für eine entsprechende Wasserlösung je nach den örtlichen Verhältnissen gesorgt.

§ 29. Die Anwendung von Bermen. Zum Schutz der Böschungen wurden auch aufser in dem S. 170 besprochenen Fall von Kanalböschungen bei Einschnitten sowohl, als auch bei Dammböschungen, häufig kleine Bermen (Bankette) angelegt, welche aus wagerechten oder schwach geneigten Absätzen bestanden, die in gewissen Höhenabständen die Neigung unterbrachen. Sie sollten die Regelmäfsigkeit der Entwässerungen befördern, das Einreifsen tiefer Wasserfurchen verhindern, die Bekleidung stützen und die Böschungen zum Zweck ihrer wirtschaftlichen Benutzung ohne Beschädigung derselben zugänglich machen. Sie wurden vielfach in Höhenabständen von 2 bis 3 m und in Breiten von 0,5 bis 0,7 m, je nach Umständen auch in gröfseren Abständen und Breiten angeordnet.

Die Ansichten der Ingenieure über die Zweckmäfsigkeit solcher Bermen sind geteilt. Während sie früher fast regelmäfsig, namentlich in Deutschland und Frankreich angeordnet wurden, haben neuere Erfahrungen sie oft als nutzlos, sogar als schädlich erscheinen lassen, weshalb sie bei neueren Bauten selten mehr angelegt werden. In England sind sie überhaupt selten zur Ausführung gekommen.

Es mufs zugestanden werden, dafs die Bermen für die wirtschaftliche Benutzung der Böschungen vorteilhaft sind. Entscheidend aber für ihren Nutzen ist der Schutz, welchen sie gewähren, und ihr Verhalten gegen die Einwirkungen des Wassers. Indem sie die Abdachung der Erdkörper unterbrechen, mäfsigen sie die Geschwindigkeit des die Böschungen hinabfliefsenden Tagewassers, sie halten das Wasser in seinem Laufe auf. Werden sie nun, wie es gewöhnlich geschieht, in ihrer Längenrichtung parallel zur Bahnkrone angelegt, so ist ihr Gefälle fast nie ausreichend, um das Wasser schnell genug abzuführen. Dasselbe dringt in den Boden ein, erweicht ihn und gibt nach längerer oder kürzerer Zeit leicht Veranlassung zu Abrutschungen. Soll dieser Erscheinung vorgebeugt werden, so ist zunächst ein starkes Längengefälle der Bermen, etwa von 0,02 ($^1/_{50}$) erforderlich, sodann eine wirksame Befestigung durch Pflasterung, Rasenbekleidung u. dergl., und endlich eine häufige Unterbrechung der so gebildeten

Wasserrinnen durch Mulden, welche, in der Richtung der Böschungslinie angelegt, das Wasser von den Bermen aufnehmen und dem unteren Graben zuführen. Solche Arbeiten veranlassen aber nicht unbedeutende Kosten bei der ersten Anlage sowohl, wie bei der späteren Unterhaltung und ihr Erfolg ist bei Bodenarten, in welchen leicht Rutschungen entstehen, doch zweifelhaft. Im allgemeinen wird eine sorgfältige Drainierung der Böschungen mittels Sickerrinnen und Drainröhren (s. § 28, S. 167) wirksamer und weniger kostspielig sein.

Dabei ist noch zu berücksichtigen, dafs bei Fortlassung der Bermen die Böschungen flacher gemacht werden können, ohne dafs eine gröfsere Erdmasse ausgehoben zu werden braucht. Bei $1^1/_2$facher Böschung und 0,5 m breiten Bermen in 2 m Höhenabstand zeigt der Erdkörper z. B. ein ebenso grofses Profil, wie bei einer $1^3/_4$fachen Böschung ohne Bermen.

Als eine wesentliche Bedingung für den Nutzen der Bermen mufs daher ihre sichere Befestigung gelten, damit das Wasser nicht in den Boden eindringe. Bei Abträgen, wo sie in den gewachsenen Boden eingeschnitten werden, bietet dieser, in vielen Fällen wenigstens, ein festes Bett für die Befestigungsmittel; bei Dämmen dagegen, wo man es mit einem aufgeschütteten lockeren Boden zu tun hat, der infolge des Setzens noch manchen Bewegungen unterworfen ist, wird die Ausführung und Unterhaltung meist schwierig. Wenn demnach ihr Nutzen als Schutzmittel für die Böschungen überhaupt zweifelhaft ist, so sind sie am wenigsten bei Dämmen zu empfehlen.

Bei einem in Bewegung geratenen und durch Bermenanlage zeitweise wieder hergestellten Damme bei Szilvás an der ungarischen Nordostbahn ergaben die infolge wiederholter Bewegungen angestellten Untersuchungen des Dammkörpers durch Probegruben eine Durchfeuchtung und teilweise Aufweichung der oberen Lagen auf etwa 2 bis 2,5 m Tiefe, welche Schichten auf völlig trocken- und festgebliebener Dammmasse ruhten. Die Ursache für diese verhältnismäfsig tief reichende Durchfeuchtung und Durchnässung war in dem ungünstigen Setzungsverhältnis, welchem die Bermen unterlagen, zu suchen. Mit $^1/_{10}$ Neigung nach aufsen angelegt, hatten sie, der gegen die Dammmitte zu gröfseren Setzung folgend, im Laufe zweier Jahre kaum mehr $^1/_{20}$ Gefälle, so dafs das Niederschlagwasser nicht mehr den wünschenswert raschen Ablauf wie vordem finden konnte, daher desto leichter in die Dammböschungen und Bermen eindrang, dort bedeutende Frostzüge verursachte, um dann mit Eintritt milderer Temperatur beim Tauen die Bewegungen der durchnäfsten Masse auf der trocken gebliebenen zu verursachen, trotzdem dafs der Damm sehr gut und dicht mit Gras und Klee bewachsen war und im Winter regelmäfsig vom Schnee befreit wurde.[101])

Dagegen erscheint in Einschnitten die Anlage einzelner Bermen an besonderen Stellen, wie da, wo die Bodenarten wechseln — namentlich beim Wechsel von Fels und Erde — ferner neben Einschnittgräben, ganz gerechtfertigt.

Eine andere Bedeutung als diese kleinen Bermen haben die in gröfseren Abmessungen bei den Ausführungen zur Wiederherstellung des gestörten Gleichgewichtes, bei Gegendämmen, Erdwiderlagern u. s. w. vorkommenden Bermen, deren Herstellung durch die Verhältnisse geboten ist, da mit einer gleichmäfsigen Abflachung der beabsichtigte Zweck verfehlt werden würde (s. Abb. 20, S. 19 und vergl. Kap. II, § 7 u. 9).

§ 30. Das Setzen der Dämme. Vorsichtsmafsregeln bei Dammschüttungen. Je nach der Wahl einer der im § 25 geschilderten Schüttungsweisen und je nach der Beschaffenheit der zur Anschüttung verwendeten Bodenarten wird ein stärkeres oder geringeres Zusammensacken („Setzen“) der Anschüttung erfolgen und um dieses in gewissen Grenzen zu halten, sind besondere Vorsichtsmafsregeln erforderlich.

---

[101]) Tiefenbacher, Die Rutschungen, ihre Ursachen, Wirkungen und Behebungen. Wien 1880. S. 93 ff.

1. Das Setzen und das Sackmafs der Dämme. Abgesehen von denjenigen in Dämmen oder Anschüttungen entstehenden Bewegungen der Erdmassen, die durch ein Nachgeben der beschütteten Bodenfläche entstehen können und die im Kap. II: „Erdrutschungen“ im § 10 zur näheren Besprechung kommen, wird bei jeder Anschüttung die angeschüttete Bodenmasse sich entsprechend ihrer Auflockerung (s. § 7 unter 3., S. 60) in den unteren Lagen um so mehr zusammenpressen, je höher die Anschüttung und je lockerer der Schüttboden ist, indem die unteren Schichten unter dem Druck der oberen nachgeben und kleinere Teile in die Zwischenräume zwischen den gröfseren eindringen, eingedrückt oder eingeschlemmt werden. Dies vollzieht sich bei den verschiedenen Bodenarten in verschiedener Weise.

Besteht der Auftrag aus festen Bruchstücken, die der Zerdrückung Widerstand leisten, so bildet sich ein stark durchlässiger Körper, welcher das Wasser leicht durchdringen läfst. Ein ähnlicher Zustand ergibt sich bei zerstörbaren Bruchstücken, sofern sie von Bestandteilen frei sind, welche vom Wasser gelöst werden. In beiden Fällen werden bei genügender Abflachung der Böschungen (vergl. hierüber § 26 unter 1., S. 150) selten Gefahren durch das von aufsen eindringende Wasser herbeigeführt werden, selbst wenn die Massenteile sehr klein sind. Das Setzen geht bei solchen Aufträgen verhältnismäfsig schnell von statten, die Massen kommen bald zur Ruhe und nur ganz feiner, leichter Sand macht unter Umständen eine Ausnahme.

Anders ist das Verhalten der Aufträge, wenn sie ganz oder teilweise aus fetten, tonigen Massen bestehen, die ihre Kohäsion unter dem Einfluſs des Wassers verändern. Beim Schütten solcher Massen bilden sich zwischen den einzelnen Erdteilen Zwischenräume, in welche das Wasser ungehindert eindringen kann und, indem es niedersinkt, in den unteren Schichten des Auftrages, wo infolge des Druckes die Zwischenräume zum Teil geschlossen werden, der seitliche Austritt also gehemmt ist, sich ansammelt. Durch die Berührung mit dem Wasser werden die Massenteile erweicht und füllen unter dem Druck der oberen Schichten die Zwischenräume aus, soweit ihnen dabei das eingeschlossene Wasser nicht hinderlich ist. Von der Widerstandsfähigkeit der Bodenart gegen die Einwirkung des Wassers und des Druckes, sowie von der Menge des aufgenommenen Wassers wird es dann abhängen, ob der Auftrag in seiner Form erhalten bleibt, oder ob infolge zu geringen Zusammenhanges der Masse und unter der Last der oberen Schichten im Auftrage selbst Gleitflächen sich bilden, auf denen Abrutschungen erfolgen, oder ob gar die unteren Teile in einen halbflüssigen Zustand übergehen, so dafs ein Zerfliefsen des Auftrages eintritt. Die in solchen Fällen entstehenden Rutschflächen zeigen in der Regel, weil die Massen um so mehr der Zersetzung unterworfen sind, je tiefer sie liegen, eine nach oben steilere, nach unten allmählich flacher werdende stetige Neigung. Die Aufsenfläche des abgerutschten Bodens bildet, da in dem unteren Teile die Reibung auf der Bodenoberfläche der Bewegung entgegenwirkt, hier deshalb wieder eine steilere Böschung entsteht, im Profil von oben nach unten eine konkav-konvexe Linie (vergl. die Abb. 5 und 14, Taf. VII und Abb. 1 bis 3, 6 u. 7, Taf. VIII).

Mitunter ist die Wirkung auch die, dafs die unteren durchweichten Schichten durch die auf ihnen ruhende Last herausgedrückt werden und dafs bei wagerechter Lage nur eine Senkung der Schüttung erfolgt. Hat aber der tragende Boden eine geneigte Oberfläche und befinden sich die weichen Schichten ebenfalls in geneigter Lage, so wird eine Abrutschung des Dammes auf den innerhalb dieser Schichten entstandenen Gleitflächen die selten ausbleibende Folge sein.

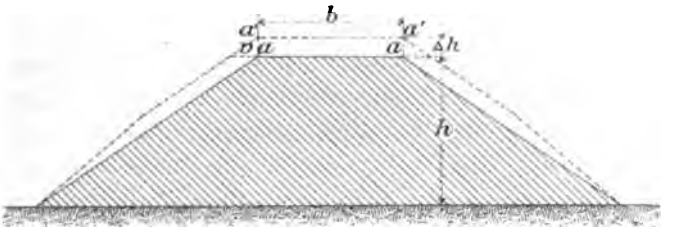
So lange kein ungleichmäfsiges Setzen stattfindet, also auch keine Spalten und Risse sich bilden, durch welche das Tagewasser in das Innere des Auftrages gelangen und dadurch Veranlassung zu Abrutschungen geben kann, wird als Folge des Setzens sich im allgemeinen nur eine Verminderung der Höhe und eine Veränderung der Böschungsneigung ergeben, die, wie schon oben ausgeführt, eine konkav-konvexe Form annehmen kann, so dafs nach oben hin die Böschung flacher oder sogar hohl wird, während sie unten sich ausbaucht, also steiler wird.

Das Mafs der Sackung steht aber nicht im einfachen Verhältnis zu der Auftragshöhe. Es ist bei niedrigen Dämmen verhältnismäfsig gröfser als bei hohen, weil die unteren Schichten schon während der Schüttung von den darüber liegenden zusammengedrückt werden und zwar um so mehr, je gröfser die auf ihnen ruhende Auftragsmasse ist. Aus diesem Grunde hat man bei manchen Eisenbahnbauten die zulässige Höhe für Dämme aus tonigen Massen beschränkt. So wurde z. B. auf einigen englischen Bahnen die Höhe der Dämme für günstiges Material der bezeichneten Art auf 6 m, für weichere Bodenarten auf 4,5 m festgesetzt.

Wird infolge des Setzens eine Nachschüttung und Verbreiterung des Auftrages erforderlich, so verbindet sich die nachträglich angeschüttete Erde nie vollständig mit dem ursprünglichen Kern. Es erzeugen sich infolge dessen stets Längenrisse, die dem Regenwasser Gelegenheit zum Eindringen in den Auftrag geben, wodurch leicht Abrutschungen entstehen.

Um diesen Übelständen vorzubeugen, die namentlich bei fetten Bodenarten leicht eintreten, werden die Dämme von vornherein so viel breiter und höher geschüttet, dafs eine Nachschüttung nicht notwendig wird. Nach Abb. 126 müfste also die Anschüttung nach der gestrichelten Linie mit gebrochener steilerer Böschung, um die Gröfse Δh erhöht, erfolgen, damit unter Einhaltung der Kronenbreite b die Punkte $a' \ldots a'$ nach erfolgter Setzung in die vorgeschriebene Endlage $a\,a$ gelangen.[102])

Abb. 126. *Das Setzen der Dämme.*



Jedenfalls empfiehlt es sich, die Dammkrone während der Schüttung so breit zu halten, dafs bei einer erforderlich werdenden Nachhöhung die planmäfsige Kronenbreite erhalten wird, ohne gleichzeitig eine nachträgliche Verbreiterung des Auftrags notwendig zu machen.

Das Mafs dieser Verbreiterung v (s. Abb. 127) wurde nach Ausweis der Anweisung für die bauleitenden Beamten[103]) bei der Brenner-Bahn an jeder Seite der 1,5fach geböschten Erddämme, bei annähernd wagerechtem Gelände und einer Auftragshöhe h zu: $v = \frac{1}{15} h$ angenommen. Bei geneigtem Gelände (s. Abb. 128) war:

$$v_1 = \frac{1}{15} h + \frac{1}{30} h_1$$

und bei Steinsätzen:

$$v = \frac{1}{25} h; \quad v_1 = \frac{1}{25} h + \frac{1}{50} h_1$$

[102]) Bezüglich der Überhöhung vergl. auch Kap. II, „Bauleitung" im 1. Bande, Abb. 3, S. 421.

[103]) Instruktion über die Bauausführung der Brenner-Bahn. Für die bauleitenden Beamten zusammengestellt von der Bauinspektion Innsbruck. Wien 1872. Bei der österreichischen Nordwestbahn wurden ähnliche Mafse angenommen.

Abb. 127. *Verbreiterte Ausführung.*

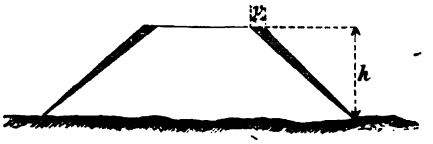
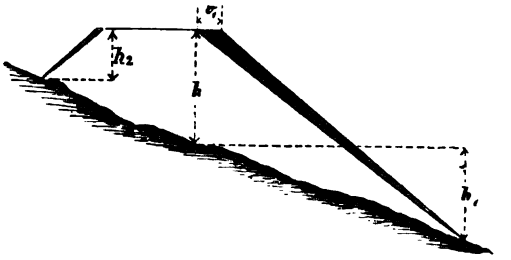


Abb. 128. *Verbreiterte Ausführung bei geneigtem Gelände.*



vorgeschrieben, wobei h_1 das Gefälle des Geländes in der Ausladung der Böschung bezeichnet (s. Abb. 128). In der älteren Vorschrift vom Jahre 1869 waren gröfsere Mafse festgesetzt und zwar:

$$v = \frac{1}{8} h; \quad v_1 = \frac{1}{8} h + \frac{1}{12} h_1$$

Winkler[104]) empfiehlt bei wagerechtem Gelände:

für Steinschüttung $v = \frac{1}{40} h$ oder die Dammerhöhung $\Delta h = \frac{1}{40} h$

für sandigen Boden $v = \frac{1}{15} h$ oder die Dammerhöhung $\Delta h = \frac{1}{23} h$

für Dammerde $v = \frac{1}{9} h$ oder die Dammerhöhung $\Delta h = \frac{1}{14} h$

für lehmigen und tonigen Boden $v = \frac{1}{8} h$ und $\Delta = \frac{1}{12} h$

bei geneigtem Gelände ist für h zu setzen: $h + \frac{h_1}{2}$.

Barkhausen[105]) setzt nach Abb. 128:

$$v = 0{,}07\ h_2 \text{ und } v_1 = 0{,}07\ h_2 + 0{,}02\ (h + h_1).$$

2. Vorsichtsmafsregeln bei Dammschüttungen. Diese beziehen sich sowohl auf die Berücksichtigung der Art des Schüttbodens, der unter Umständen künstlich zu dichten ist, als auch auf die Wahl der Schüttungsart.

a) Einflufs der Art des Schüttbodens. Als Eigenschaften, welche eine Bodenart zur Verwendung als Schüttmaterial besonders geeignet machen, ergeben sich nach den allgemeinen Betrachtungen unter 1. (S. 173) die Unauflöslichkeit bei Berührung mit Wasser, die dichte Lagerung und die Wasserdurchlässigkeit; daneben soll die Bodenart eine genügende Festigkeit haben, um die vorkommenden Lasten tragen zu können, soll leicht zu gewinnen, zu verbauen und bequem fortzubewegen sein. Alle diese Eigenschaften besitzen Sand und Kies in hohem Mafse und um so mehr, je reiner und schärfer sie sind, während der feine rundkörnige Sand schon vom Winde bewegt und vom Regenwasser leicht weggeschwemmt wird. Aus solchem Boden geschüttete Aufträge müssen daher gleich nach ihrer Vollendung an der Oberfläche und an den Böschungen durch geeignetes Deckmaterial gegen die Einwirkungen des Windes und des Wassers geschützt werden (s. § 31).

Gestein bildet in den Aufträgen viele hohle Räume, die bei weichen Steingattungen, welche leicht zerdrückt werden oder infolge der Einwirkungen der Atmosphäre zerfallen, sich allmählich ausfüllen und dadurch ein starkes, langandauerndes Setzen der Dämme herbeiführen. Bei festeren Steinen, die nicht zerdrückbar sind, ist das Setzen

[104]) Siehe Winkler, Vorträge über Eisenbahnbau. Prag 1875—77. Heft V, S. 148.

[105]) Vergl. Barkhausen, Handbuch der Baukunde, Abt. 3, Heft 4. Berlin 1892. S. 47.

nur eine Folge der dichteren Lagerung der einzelnen Steinstücke und beschränkt sich auf ein geringes Mafs, weil die Höhlungen zwischen ihnen nicht ausgefüllt zu werden brauchen. Dämme aus losem Gestein, welches leicht verwittert, bekleidet man an den Böschungen gewöhnlich mit einer Schutzdecke, häufig bildet auch der zerfallene Boden fruchtbare Erde und braucht nur besät zu werden, um sich fest zu vernarben. Bei festem Gestein ist es meist vorteilhaft, die Stücke, wenn sie grofs und lagerhaft genug sind, bis zu einer gewissen Stärke an den Böschungen regelmäfsig zu verpacken und zu schichten, weil letztere dann verhältnismäfsig steil angelegt werden können (vergl. § 31).

Im allgemeinen bedarf es bei Herstellung von Aufträgen aus unauflöslichen, durchlässigen Bodenarten, wie den vorstehend erwähnten, keiner besonderen Vorsichtsmafsregeln. Alle fetten Bodenarten aber, wie Ton und namentlich Lehm, geben in Anschüttungen leicht Veranlassung zu Unfällen und bei ihrer Verwendung mufs daher mit grofser Sorgfalt verfahren werden. Reiner Ton ist der Auflösung durch Wasser nur in geringem Mafse unterworfen, die Feuchtigkeit macht die Oberfläche der einzelnen Teile aber schlüpfrig, verändert die Reibung und damit die feste sichere Lagerung. Weil ferner der Ton nur in scharfkantigen Stücken gelöst werden kann, die wegen ihrer Festigkeit und Zähigkeit selbst unter grofser Belastung nur wenig und langsam nachgeben, so entstehen in den Schüttungen viele leere Räume und die Aufträge kommen erst nach langer Zeit zur Ruhe. Ist daher irgend eine feinkörnigere Bodenart leicht herbeizuschaffen, so kann es zweckmäfsig sein, eine solche zur Dichtung der Tonschüttung zu benutzen, um so das Setzen zu vermindern, und zu verhüten, dafs durch das eindringende Regenwasser sich Wassersäcke bilden, die den Dammkörper erweichen und allmählich auseinandertreiben.

Lehm schüttet sich zwar weniger sperrig als Ton, ist aber lockerer, setzt sich deshalb ebenfalls stark und geht wegen seiner Auflösbarkeit durch Wasser leicht in einen halbflüssigen, breiartigen Zustand über. Letztere Eigenschaft macht ihn daher zur Herstellung von Anschüttungen wenig geeignet. Ist man zu seiner Verwendung genötigt, so mufs auf eine gründliche Entwässerung, auf eine frühzeitige Befestigung der Oberfläche und der Böschungen des Auftrages Bedacht genommen werden, um jede unmittelbare Einwirkung des Wassers auf den Lehm auszuschliefsen (s. § 31). Findet sich in der Nähe der Baustelle eine bessere Bodenart, wenn auch nur in geringer Menge, so ist es gut, wenigstens die oberste Schicht und wenn möglich auch die Böschungen aus dieser herzustellen, nachdem der Kern gehörig abgetreppt ist.

Auf das Sorgfältigste ist zu vermeiden, vom Wasser durchweichte Massen in die Anschüttung zu bringen, da sie niemals ganz austrocknen, das Tagewasser begierig aufnehmen und in fast regelmäfsiger Folge davon, wenn auch oft erst nach längerer Zeit, die Aufträge zum Ausweichen bringen. In ähnlicher Weise können gefrorene Auftragmassen schädlich werden, die sich sehr sperrig schütten und nach dem Aufbauen zerfliefsen; auch auf den Schüttflächen abgelagerte Schneedecken können nachteilig werden, weshalb ihre Entfernung vor Wiederbeginn der Schüttung nicht verabsäumt werden darf.

Für Dämme, welche im Wasser geschüttet werden sollen, erheischt die Wahl des Schüttbodens Vorsicht nach der Richtung hin, dafs nur solches zur Verwendung kommt, welches der Auflösung nicht unterworfen ist und dabei ein genügend grofses spezifisches Gewicht hat, um schnell zu sinken, vom Wasser nicht leicht bewegt zu werden und sich fest zu lagern. Über den äufseren Schutz der dem Wasserangriff ausgesetzten Dämme vergl. § 31.

b) Herbeiführung künstlicher Dichtung der angeschütteten Bodenmassen. Zur Beschleunigung des Setzens hat man die Schüttung wohl mit Wasser übergossen, ein Mittel, welches aber nur bei durchlässigen Bodenarten zulässig ist. Bei Sandschüttungen, welche Gebäude tragen und deshalb eine möglichst geringe Nachgiebigkeit zeigen sollen, ist es zweckmäfsig, bei Eisenbahndämmen in der Regel überflüssig, bei solchen aus leicht löslichem Boden ganz verwerflich.

α. Das Stampfen der Auftragmassen, welches sich selbstverständlich auf weiche und fette Bodenarten beschränkt, während es bei Aufträgen aus Sand, Kies und Gestein überflüssig erscheint, ist nur dann wirksam, wenn die Schüttung in dünnen wagerechten Lagen von etwa 0,3 bis 0,5 m erfolgt. Wird bei stärkeren Schichten nur die Oberfläche festgestampft, ohne dafs dadurch die ganze Masse verdichtet wird, so ist dies häufig mehr schädlich als nützlich, namentlich in Tonboden, weil die gedichteten Decklagen das Entweichen der in den loseren Schichten enthaltenen Wasser- und Luftmassen erschweren. Für das Stampfen kann ein Arbeitsaufwand von etwa $^1/_2$ Arbeitsstunde f. d. cbm angenommen werden. Bei einem Lohnsatz von 2,5 M. für den 10stündigen Arbeitstag kommt also das Stampfen auf etwa 12 Pf. f. d. cbm zu stehen.

β. Anwendung von Erdwalzen. Zur Dichtung von Erdanschüttungen, namentlich zur Herstellung wasserdichter Dämme, hat man sich auch der „Erdwalzen“ bedient, die vielfach zur Zerkleinerung etwa vorkommender Erdklumpen aus einer oder aus mehreren Gruppen einzelner schmaler Scheiben hergestellt werden.[106]) Sie können, ähnlich den Strafsenwalzen, mit Belastungskästen versehen, als Pferdewalzen oder als Dampfwalzen ausgebildet sein. Das letztere wird man bevorzugen, da die Dampfwalzen nicht nur schneller, sondern auch billiger arbeiten, wie sich dies beim Damm von Torcy-Neuf gezeigt hat, wo eine von Résal gebaute Dampfwalze von 5700 kg Gewicht mit 14pferdiger Maschine zur Verwendung kam.[107])

γ. Sand-Zwischenschüttung. Ein sehr wirksames, jedoch nicht unbedenkliches Mittel zur Dichtung von Ton- und Lehmaufträgen besteht in der Ausfüllung der bei der Schüttung entstehenden leeren Räume mit sandigem Boden, der leicht in die Zwischenräume eindringt. Am besten geschieht dies durch abwechselndes Aufbringen von Ton- oder Lehm- und Sandschichten derart, dafs eine möglichst gleichmäfsige Verteilung der verschiedenen Bodenarten in wagerechter Lagerung erreicht wird. Bei mangelhafter Ausführung können indessen durch Mengung verschiedener Bodenarten grofse Gefahren entstehen, wenn die Massen so unregelmäfsig verteilt werden, dafs sie ein ungleiches Setzen des Dammes und dadurch die Bildung von Rissen veranlassen, so dafs das Tagewasser Zutritt zu den durchlässigen Schichten erhält, dann weiter zu den löslichen Massen gelangt und diese zum Ausweichen bringt.

Um letztere Gefahr zu umgehen, wird es daher häufig vorzuziehen sein, bei der durch die Umstände gebotenen Verwendung verschiedener Bodenarten, namentlich von Sand und tonigen Massen, in ein und demselben Damm, erstere, weil wasserdurchlässig, in dem unteren Teile des Dammes und die undurchlässigen Tonmassen in dem oberen zu verbauen. Ein solches Verfahren verdient besonders auch bei Herstellung von Auf-

---

[106]) Basse, Über Dichtung von Boden. Zentralbl. d. Bauverw. 1884, S. 190.

[107]) Ann. des ponts et chaussées 1893, II. S. 34. Vergl. auch die Dichtung des Dammes von Saint Fargeau. Génie civil 1903, II. S. 232, und die elektrisch betriebene Erdwalze von P. Sarrazin, Nouv. ann. de la constr. 1903, S. 114.

trägen Beachtung, deren Höhe das für die Anschüttung aus tonigen Massen zulässige Mafs überschreitet (s. oben unter 1., S. 174.[108])

c) Einflufs der Schüttungsart. Die besprochenen Mafsregeln zur Herbeiführung einer schnellen und gleichmäfsigen Dichtung der Aufträge werden nur da anwendbar, wo die Schüttung in annähernd wagerechten Lagen erfolgt. Für die Herstellung sicherer und fester Dämme ist daher die Lagenschüttung allen anderen, die im Vortreiben oder Erbreitern des Dammes in gröfserer Höhe bestehen, bei welchen also die einzelnen Schichten der Schüttung eine der natürlichen Böschung entsprechende geneigte Lage erhalten, vorzuziehen.

Um bei solchen Schüttungsweisen die Dichtung der Dämme zu beschleunigen, ist es ratsam, an den Gewinnungsstellen den Schüttboden in nicht zu grofsen Stücken auf die Fördergefäfse zu laden, sondern ihn vorher zu zerteilen, damit er bei der Schüttung nur kleine hohle Räume bilde, sich also dichter lagere. Aufserdem ist es förderlich, die am Fufs der Schüttung vorrollenden gröfseren Klumpen zu zerkleinern und auszubreiten, so dafs die Ausfüllung der Zwischenräume mit feineren Teilen beim Fortgang der Schüttung von selbst erfolgt.

Wird bei der Schüttung vor Kopf mit dem vollen Querprofil des Dammes vorgegangen, so bilden sich die Schüttflächen in der Längenrichtung des Dammes und eine Abrutschung ist, selbst bei unvollkommener Verbindung der einzelnen Schichten, nicht zu befürchten. Wird aber zuerst ein schmaler Damm vorgetrieben und dieser nachher durch seitliche Anschüttung nach der Seite hin erbreitert, so entstehen leicht Längenrisse und unter ungünstigen Bedingungen seitliche Abrutschungen.

Bei gröfseren Erdarbeiten mit Lokomotivbeförderung ist es üblich, den Boden aus den zu ganzen Zügen zusammengestellten Förderwagen nach der Seite hin abzuladen, wobei dann häufig das Schienengleis anfangs auf die Erdoberfläche oder auf einen zu diesem Zweck durch Handarbeit aufgeworfenen niedrigen Damm gelegt und allmählich mit dem Fortschreiten der Schüttung gehoben und zur Seite verschoben wird (s. § 25 unter 4. a., S. 142). Diese Ausführungsweise, welche ein rasches Entladen ermöglicht und neuerdings vielfach Anwendung findet, ist je nach der Beschaffenheit der Schüttmasse abzuändern, etwa durch das Schütten von festen, sogenannten amerikanischen Gerüsten, welche annähernd bis zur Höhe des Planums errichtet werden (s. § 25 unter 4. b., S. 143). Bei Bodenarten, welche mit Vorsicht behandelt werden müssen, ist anzuraten, die Schüttung auch hierbei in dünnen Lagen über die ganze Breite des Dammes auszuführen, während bei trockenem Schüttboden es zur Vermeidung der häufigen Verlegung des Gleises statthaft sein kann, zuerst einen schmalen Damm in gröfserer Höhe anzuschütten und ihn nachher zu verbreitern.

Mit besonderer Sorgfalt ist mit dem Anschütten und Überschütten von Bauwerken, gemauerten Durchlässen und Brücken zu verfahren. Hier darf immer nur in dünnen Lagen unter sorgfältigem Stampfen und an beiden Seiten des Bauwerkes gleichmäfsig so vorgegangen werden, dafs eine jede Seitenbewegung infolge des Bodendruckes vermieden wird. Namentlich ist dies bei Kopfschüttungen und zwar bis zu einer solchen Höhe über dem Bauwerk erforderlich, dafs der einseitige Druck des Vorkopfes der Schüttung die über und neben dem Bauwerk gebildete festgelagerte Masse nicht zu stören vermag.

---

[108]) Über die bei Herstellung von Staudämmen und von Flufsdeichen zu beobachtenden Regeln vergl. Teil III dieses Handbuches, 5. Band, II. Kap. „Deiche".

Bei hohen Dämmen auf nachgiebigem Untergrunde kann es vorkommen, dafs, wenn der auf dem Bauwerk ruhende Teil des Dammes nicht imstande ist, den Sackungen der anschliefsenden Teile zu folgen, sich Querrisse bilden, die den Erdkörper über dem Bauwerk absondern und dafs letzteres, wenn es den so abgetrennten keilförmigen Erdkörper nicht zu tragen vermag, zusammenbricht. Um solchen Erscheinungen vorzubeugen, ist es gut, wenn auch oft umständlich, das Bauwerk nicht eher zu überschütten, als bis die anstofsenden Aufträge an beiden Seiten ihre volle Höhe erreicht haben und keine erhebliche Senkung des Bodens mehr zu erwarten steht.

Bei einem Untergrunde, welcher unter der Last des Dammes nach der Seite ausweicht, kann es sich auch ereignen, dafs die tiefgehenden Fundamente des Bauwerks zusammengeschoben werden. Wenn dem durch eine geeignete Konstruktion des Bauwerks selbst nicht entgegenzuwirken ist, so führt man die Schüttung vorläufig wohl ganz durch und beginnt die Gründungsarbeiten des Bauwerks erst, nachdem der Damm sich vollständig gesetzt hat.

Bezüglich der Mafsnahmen gegen entstandene Dammrutschungen ist auf Kap. II dieses Bandes (§ 11) hinzuweisen, von denen einzelne auch als Vorsichtsmafsregeln zur Verhütung solcher Rutschungen in besonderen Fällen mit Nutzen anwendbar sind.

§ 31. Befestigung und Entwässerung der Auftragböschungen. Wenn bei Besprechung der Einschnittböschungen (s. § 28, S. 160) das Erfordernis einer genügenden Abflachung hervorgehoben und davor gewarnt wurde, sich durch unzeitige Sparsamkeitsrücksichten bei Bestimmung der Böschungsneigung leiten zu lassen, so gelten die dort gemachten Bemerkungen in vollem Mafse auch für die Dammböschungen.

Für Auftragmassen ist der natürliche Böschungswinkel durch Versuche leicht unmittelbar zu bestimmen. Bei Herstellung der Aufträge ist es aber erforderlich, die Böschungen flacher anzulegen, als die natürliche Böschung sie ergibt, weil auf die Belastungen und Erschütterungen, welchen der Dammkörper ausgesetzt wird und auf die Veränderungen des Schüttbodens durch die Einflüsse des Wassers und der Luft, namentlich bei fetten Bodenarten, Rücksicht genommen werden mufs.

Im allgemeinen pflegen Dammböschungen, welche nicht durch Steinpackungen oder durch Mauern befestigt werden, auch in den günstigsten Fällen, wie bei Fels- und Gesteinsmassen, auf die Dauer sich nicht steiler als 1 bis $1^1/_4$fach zu halten. Bei leichtem Lehm- und Sandboden, sowie bei den meisten Tonarten empfiehlt es sich, die Dammböschungen, wenn sie nur mit Rasen oder Muttererde bekleidet werden, nicht steiler als $1^1/_2$fach anzulegen; nur ganz niedrige Dämme gestatten eine Ausnahme.

Das zuletzt erwähnte Neigungsverhältnis von $1 : 1^1/_2$ ist dasjenige, welches man auf den meisten deutschen Eisenbahnen bei nicht zu bedeutenden Dammhöhen, unter gewöhnlichen Verhältnissen, wenn keine weitere Befestigung als durch eine Grasnarbe beabsichtigt ist, festgehalten findet (vergl. Taf. IV, Abb. 1 bis 3, 7, 8 und 15).

Die Höhe ist bei Aufträgen aus solchen Bodenarten, deren Teile weder löslich, noch unter dem auf sie wirkenden Druck nachgiebig sind, ohne Einfluſs auf den Böschungswinkel, welcher dann nur von der Reibung der Teile abhängig ist. Bei fetten, tonigen Bodenarten aber, welche unter dem Druck der oberen Massen ein Bestreben zeigen, nach der Seite hin sich auszubreiten und deren untere Schichten um so mehr der Ansammlung von Wasser ausgesetzt sind, je gröfsere Massen über ihnen aufgeschichtet wurden, ist es angezeigt, die Böschungsneigung mit wachsender Auftraghöhe flacher zu wählen.

Als Beispiele für die Wahl entsprechender Böschungen seien die nachstehenden angeführt:

Beispiel 1. Auf der Lübeck-Hamburger Bahn ist, nach Mitteilung des Erbauers Benda, die Erfahrung gemacht worden, dafs bei Dammschüttungen von schwerem, teils braunem, teils grauem Ton, der hier, vielfach mit Kreidestücken durchsetzt, in den tieferen Einschnitten vorkommt, sich die $1^1/_2$fachen Böschungen nur bis zur Höhe von etwa $4^1/_2$ bis 6 m ausreichend zeigten. Bei gröfseren Höhen haben überall mehr oder minder starke seitliche Verdrückungen und Abrutschungen stattgefunden, so dafs, abgesehen von den seitlichen Abtreibungen der Dämme, die aus sehr mergelhaltigem Tonboden geschüttet waren, überhaupt bei gröfseren Dämmen aus schwerem Tonboden flache Böschungen durchaus geraten erscheinen.

Beispiel 2. Ähnliche Erfahrungen sind auf anderen Bahnen gemacht. So erwähnt Gerstel[109]), dafs auf der Strecke Schäfsberg-Kronstadt der ungarischen Ostbahn die aus dem dort vorkommenden Lehmboden geschütteten Dämme bei einer gröfseren Höhe als 5 bis 7 m sich schwer mit $1^1/_2$facher Böschung hielten, während eine Neigung von 1 : 2 bei Dämmen bis zu 10 m Höhe sich als ausreichend erwies.

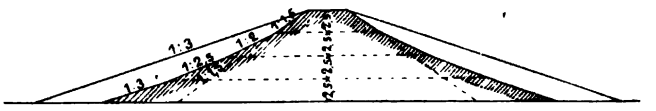
Beispiel 3. Auf der Zweiglinie Castle-Eden-Stockton der North-Eastern-Eisenbahn in England hat man die Aufträge aus dem tonigen, unter dem Einflufs des Wetters leicht in einen teigigen Zustand übergehenden Einschnittboden bis zu einer Höhe von 7 m mit $1^1/_2$facher, darüber hinaus mit 2facher Böschung hergestellt.[110])

Beispiel 4. Beim Bau der Unterwesterwald-Bahn Engers-Limburg a. L., welche die mächtigen Tonlager des „Kannenbäckerlandes" durchschneidet, war man genötigt, die Dämme zum gröfsten Teil aus tonigem Boden, wie ihn die Einschnitte lieferten, zu schütten und ihre Böschungen zur Vermeidung von Rutschungen bis zu 1 : 3 abzuflachen. Nachdem man indessen an fertigen Dämmen die Beobachtung gemacht hatte, dafs sie bei einer Höhe bis zu 3 m mit $1^1/_2$facher Böschung sich hielten, während bei höheren Dämmen die Böschungen abrutschten und von oben nach unten die bekannte konkav-konvexe Gestalt annahmen (s. Abb. 129), änderte man den Querschnitt der bis zu 10 m hohen Dämme in der Weise ab, dafs die unterste Schicht von 2,5 m Höhe mit 1 : 3, die nächste Schicht von 2,5 m mit $1 : 2^1/_2$, die dann folgende mit 1 : 2 und die oberste mit $1 : 1^1/_2$ abgeböscht wurde (s. Abb. 130). Die mit hohler Böschung geschütteten Dämme sollen sich ebenso gut gehalten haben, wie die mit einer gleichmäfsigen flacheren Böschung hergestellten.[111])

Abb. 129 u. 130. *Abflachung der Dammböschungen.*

Abb. 129.

Abb. 130.



Die Anlage von Bermen in den Böschungen der Einschnitte und Dämme wurde im § 29 (S. 171) eingehend besprochen und am Schlufs wurde nachzuweisen gesucht, dafs, wenn ihr Nutzen als Schutzmittel für die Böschungen überhaupt in Zweifel gezogen werden müsse, sie am wenigsten bei Dämmen zu empfehlen seien.

Die zum Schutz der Auftragböschungen dienenden Befestigungen und Entwässerungen richten sich in ihrer Ausführungsweise ähnlich wie bei den Einschnitten nach der Beschaffenheit der Bodenart.

1. **Aufträge aus unauflöslichen, durchlässigen Bodenarten,** wie grober Sand, Kies und Gestein, bedürfen im allgemeinen keines anderen Schutzes, als einer sorgfältigen Bekleidung mit einer festen Grasnarbe oder einer Rasendecke zur möglichst raschen,

[109]) Gerstel, Über Entwässerungsanlagen im Lehmgebirge. Allg. Bauz. 1874.

[110]) Vergl. Consolidation des terrains ébouleux par masses. Ann. des travaux publics 1885, S. 1350.

[111]) Vergl. Sigle, Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 106.

Auswaschungen vermeidenden Ableitung des Tagewassers und zur Trockenhaltung des Kernes. Bezüglich der Ausführungsweise der Bekleidungsschicht ist auf S. 163 bis 166 zu verweisen. Besteht der Auftrag aus gröberen, namentlich geschichtet angewendeten Stücken eines wetterfesten Gesteins, so ist gar keine Bekleidung erforderlich (s. unter 2. b., γ. S. 183).

2. Aufträge aus fetten Bodenarten, wie Ton, Lehm und diesen verwandte Erdarten, dagegen erfordern besondere Mafsregeln, um das Wasser vom Innern der Aufträge abzuhalten, oder wo dies nicht ganz zu vermeiden ist, wenigstens schädliche Ansammlungen des Wassers zu verhindern. Dies kann aufser durch passende Formgebung des Dammes in seiner Krone und seinen Böschungen (s. § 26, S. 150 ff. und oben S. 180) erfolgen:

a) Durch Anlagen zum Ableiten des die Oberfläche durchdringenden Tagewassers, ehe es den Kern und die unteren Dammschichten erweicht;

b) durch Herstellung einer geeigneten Schutzdecke auf den Böschungen und in gewissen Fällen auch für die Krone.

a) Entwässerungsanlagen. Es ist schon früher auf die nachteiligen Folgen hingewiesen, welche die Verwendung wasserhaltigen Bodens zur Bildung von Aufträgen nach sich zieht. Solcher, vom Wasser innig durchzogener und zum Teil aufgelöster Boden weicht aus, fliefst auseinander und trocknet fast nie aus, wenn auch die Oberfläche eine gewisse Festigkeit erlangt. Der Kern bleibt locker und aufgelöst und selbst unter dem Druck geringer Lasten nachgiebig. Daher bleibt dann oft nichts anderes übrig, als solchen Boden, wo er verwendet wurde, gänzlich wegzuräumen und durch trockenen zu ersetzen.

Ähnliche Wirkungen können entstehen, wenn Schüttungen aus löslichem Boden während anhaltenden Regenwetters ausgeführt werden, wenn gröfsere Schneemassen auf unfertigen Anschüttungen sich lagern und diesen bei ihrem Auftauen Wasser zuführen, oder wenn durch Risse und Senkungen in der Oberfläche das Wasser in das Innere der Aufträge dringt.

Wo letzteres vorkommen kann, ist mit Sorgfalt darauf zu achten, dafs die Oberfläche befestigt und mit einem für die schnelle Wasserabführung günstigen Seitengefälle versehen werde, sowie dafs alle während der Ausführung der Erdarbeiten sich bildenden Säcke und Risse unverzüglich ausgefüllt und gedichtet werden.

Die Formänderungen, welche ein Auftrag infolge seines Setzens und der Nachgiebigkeit des Untergrundes erleidet, führen eine Einsenkung des Planums herbei, deren schädliche Wirkungen man durch eine Überhöhung der Mitte, mit Abdachung nach den Seiten hin, aufzuheben sucht. Bei dem langsamen Verlauf, welchen diese Formänderungen nehmen, sowie mit Rücksicht auf die Bestimmung des Dammes (z. B. für die Aufnahme eines Schotterbettes für Eisenbahnen) ist es aber nicht immer möglich, insbesondere bei hohen Dämmen, das Mafs der Überhöhung so grofs zu nehmen, dafs auf die Dauer eine für die Ableitung des Wassers genügende Abflachung erhalten bleibt. Es entstehen daher vielfach Einsenkungen des Planums, in welchen das durch den Bettungskörper eindringende Tagewasser sich sammelt und in das Innere des Auftrages gelangt. Auf solche Weise können selbst alte Dämme in ihrem Bestehen gefährdet werden, indem ihre Massen durch das zutretende Wasser allmählich erweicht werden, ihren Zusammenhalt verlieren und abrutschen.

Derartige Gefahren sind durch Anlage von Drains und Entwässerungskanälen zur ungehinderten Fortleitung des Wassers aus dem Innern nach den Böschungen abzuwenden,

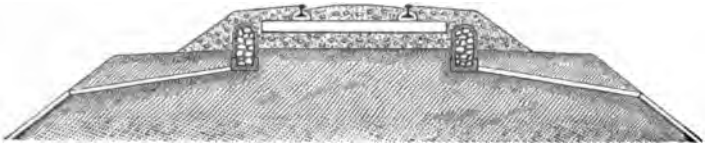
wo gut gesicherte Abfallrinnen das Wasser dem Dammfufs zuführen können. Dabei kann es zweckmäfsig sein, ein Netz von Längs- und Querkanälen in der Krone des Auftrages anzuordnen. Alle solche Entwässerungsanlagen aber müssen ein starkes Gefälle erhalten und sind in ihrer Sohle sehr sorgfältig zu dichten, um das Eindringen des Wassers in das Innere der Anschüttung zu verhüten.

Die Beschaffenheit des Bodens und andere örtliche Verhältnisse werden in jedem besonderen Fall darüber entscheiden müssen, ob die Entwässerung sich mehr auf die Oberfläche des Planums beschränken mufs, oder ob sie auf eine gröfsere Tiefe auszudehnen ist, ob also mit verhältnismäfsig flachen Sickerrinnen oder mit tiefer liegenden Drainröhren gearbeitet werden mufs.

Eine sorgfältige Überwachung und Unterhaltung aller solcher Anlagen ist dringendes Erfordernis, weil durch das Sacken der Aufträge leicht eine Veränderung in dem Gefälle des Drains und damit eine Ansammlung von Wasser an einzelnen Punkten entsteht.

Auf französischen Eisenbahnen hat man häufig die Sohle der Entwässerungskanäle aus hölzernen, ineinander geschobenen Rinnen hergestellt und diese mitunter noch auf ein Bett von hydraulischem Mörtel gelagert. Beispielsweise wurde auf der französischen Ostbahn die Entwässerung des Planums bei Dämmen in folgender Weise vorgenommen. An der Aufsenseite der Querschwellen wurden zwei Längenrigolen von ungefähr 1 bis 1,50 m Tiefe mit dem nötigen Gefälle ausgehoben; in diese legte man einen aus geteerten Bohlen gebildeten Trog, füllte die Rigolen mit Steinbrocken aus und bedeckte das ganze erst mit einer Lage Stroh und darauf mit Bettungsmaterial. Von den tieferen Punkten der Längenrigolen führen Querdrains, die ähnlich wie jene hergestellt sind, das Wasser an die Oberfläche der Böschungen (s. Abb. 131).[112])

Abb. 131. *Drainierung eines Bahnkörpers.*



Die Verwendung eines so vergänglichen Stoffes wie Holz zu obigen Zwecken mag immerhin Bedenken erregen. Berücksichtigt man aber, dafs das Holz, wenn gut durchtränkt und den unmittelbaren Einflüssen des Wetters entzogen, eine genügend lange Dauer hat, um annehmen zu können, dafs nach seinem Vergehen die Anschüttung sich bleibend gesetzt haben wird und dafs dann auch etwaigen Mängeln in den Anlagen ohne Schwierigkeit abzuhelfen ist, so erscheint jenes Verfahren doch sehr beachtenswert.

Aufser den erwähnten, vorzugsweise die Entwässerung der oberen Schichten der Dämme bezweckenden Anlagen können unter Umständen auch solche in Frage treten, welche eine Austrocknung der Auftragmassen auf gröfsere Tiefen bis in den Kern der Schüttung herbeizuführen bestimmt sind, wie Steinrippen, Stollen, Schächte und Brunnen. Da solche Anlagen aber nur ausnahmsweise als Mittel zur Vorbeugung von Rutschungen Anwendung finden und mehr als Mafsnahmen gegen entstandene Rutschungen zu betrachten sind, so ist hier auf Kap. II (§ 8 bis 11) zu verweisen.

Bei Dämmen aus lehmigem oder ähnlichem Boden, der durch Wasser leicht erweicht wird, ist, wenn irgend tunlich, die Krone aus einer Schicht trockeneren Schüttbodens herzustellen, die eine gleichmäfsige Pressung des Lehmbodens bewirkt und eine unschädliche Wasserabführung erleichtert.

Bei Frostwetter kann es vorkommen, dafs, wenn Wasser im Auftrage enthalten ist oder auf unterirdischen Wegen eindringt, dieses gegen die gefrorenen Böschungen drängt, infolge des Druckes sie sprengt, zum Rutschen bringt und beim Ausfliefsen

---

[112]) Vergl. Goschler, Traité pratique de l'entretien et de l'exploitation des chemins de fer.

Teile des Schüttbodens mit fortreifst. Dem pflegt gewöhnlich eine Formveränderung der Böschungen, ein Ausbauchen voranzugehen und wird diese Erscheinung früh genug bemerkt, so hat man dem Übel dadurch abgeholfen, dafs man am Fufs der Anschüttung Löcher durch den gefrorenen Boden geschlagen, dadurch dem angesammelten Wasser einen Ausweg verschafft und die Erdmasse im Innern ausgetrocknet hat.

Die Herstellung von Abfallrinnen an den Böschungen zur Aufnahme und Fortführung des aus den oben besprochenen Drainierungsanlagen tretenden Wassers bietet bei den Dämmen, gegenüber den Einschnitten, insofern eine gröfsere Schwierigkeit, als hier die sichere Grundlage des gewachsenen Bodens fehlt und man mit den Sackungen des Dammes zu rechnen hat. Man ist deshalb meist darauf angewiesen, wo Sackungen in gröfserem Mafse zu erwarten sind, mit vorläufigen Anlagen sich zu behelfen und erst, wenn die Schüttungen zur Ruhe gekommen sind, die endgiltigen Ausführungen vorzunehmen (vergl. § 28 unter 3. a., S. 162).

Selbstverständlich mufs dafür gesorgt sein, dafs alles abgeleitete Wasser in einem am Fufse des Dammes, bei quer zum Bahnkörper geneigtem Gelände an der Bergseite, angebrachten Graben genügenden Abflufs finden und sich nirgends stauen kann.

b) Schutz der Böschungen durch Bekleidung und Bepflanzung. Bezüglich der Notwendigkeit einer rechtzeitigen Herstellung und sorgfältigen Unterhaltung, sowie der Ausführungsart einer Besamung, einer Befestigung mit Rasen und einer Bepflanzung ist auf das für Einschnittböschungen im § 28 (S. 163 ff.). Gesagte zu verweisen.

α. Besamung und Rasen werden verwendet, wenn die Böschungsneigung angenähert dem Ruhewinkel des Schüttbodens entspricht, namentlich bei nicht bedeutender Dammhöhe. Die im § 28 (S. 165) angegebenen Preise können für niedrige Dämme in gleicher Höhe angesetzt werden. Bei hohen Dämmen gelten sie für die unteren 2 m. Für jede weiteren 2 m, um welche der Bekleidungsboden bezw. der Rasen gehoben werden mufs, ist für das Quadratmeter Böschungsfläche etwa 1 Pf. zuzurechnen.

β. Das Bepflanzen der Böschungen mit Bäumen oder Sträuchern kommt im ganzen bei Dämmen seltener vor als bei Einschnitten.

Auf der Friedrich-Franz-Bahn in Mecklenburg hat man die frischen Dammböschungen vorzugsweise mit Weidenstecklingen bepflanzt und ist dort mit den Erfolgen sehr zufrieden. Bei diesen Pflanzungen ist folgendes beobachtet worden:

1. Die Stecklinge müssen mindestens 24 Zoll (63 cm) lang, $^1/_2$ Zoll (13 mm) dick sein.
2. Sie werden 18 Zoll (47 cm) tief eingesetzt und in Entfernungen von 18 Zoll; vor dem Einsetzen dürfen sie nicht trocken werden.
3. Das Einsetzen geschieht mittels eines Pflanzeneisens, damit die Rinde nicht beschädigt wird, was beim Einstecken der Stecklinge, ohne vorher ein Loch gebildet zu haben, geschehen würde.
4. Das Einsetzen mufs im Frühjahr geschehen.

Es eignen sich nur frische Dämme dazu. In bereits festgelagerten Dämmen kann die Wurzel nicht gedeihen; das Besetzen solcher Böschungen ist erfahrungsmäfsig ohne allen Nutzen. Dagegen haben sich bei richtigem Verfahren schon nach 2 Jahren sehr lange Wurzeln gefunden, der Wurzelstock wird kräftig, die Weide gedeiht gut und bildet ein festes Wurzelgeflecht unter der Böschung.

γ. Steinpackungen und Steinpflasterungen werden verwendet, wenn die Forderung gestellt wird, den Auftragböschungen steilere Anlagen zu geben, als das Schüttmaterial sie nach seiner natürlichen Lagerung verlangt, sei es, weil der Wert der getroffenen Ländereien eine Einschränkung des Bahnfeldes wünschenswert erscheinen läfst, sei es, weil die Bodenbeschaffenheit oder Form des Geländes die Herstellung des

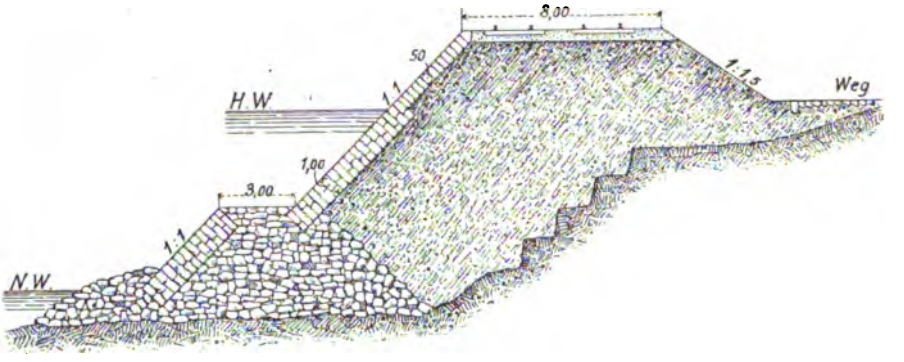
Dammkörpers nach dem normalen Profil nicht gestattet, sei es endlich, um an Auftragmasse zu sparen.

Ganz steil lassen sich die Auftragswände nur durch Futtermauern herstellen, die im Kap. III dieses Bandes behandelt werden.

Steinpflasterungen werden vielfach einfüfsig angelegt mit geraden oder hohlen Böschungsflächen, und, wenn der Damm, welchen sie zu schützen haben, aus Steintrümmern besteht, die bei solcher Böschung kaum noch einen Seitendruck ausüben, so genügen selbst bei grofsen Höhen geringe Stärken von etwa 0,5 m bis 1 m (vergl. Abb. 132 bis 134).

Abb. 132.

Abpflasterung eines fliefsendem Wasser ausgesetzten Dammes der Rhein-Lahn-Bahn. M. 1:300.



Bei weniger günstigem Schüttboden werden gröfsere Abmessungen erforderlich, die man häufig nach unten zunehmen läfst, namentlich wenn hier ein Angriff durch Wasser erfolgt (s. Abb. 134).

Abb. 133 u. 134. *Abpflasterungen von Dammböschungen.*

Abb. 133.

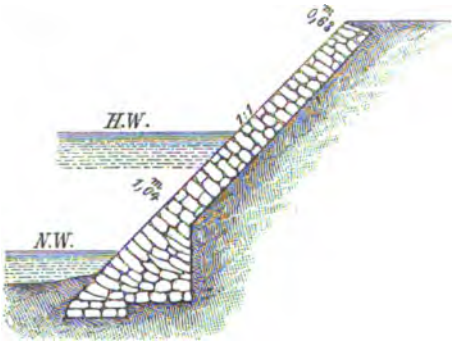
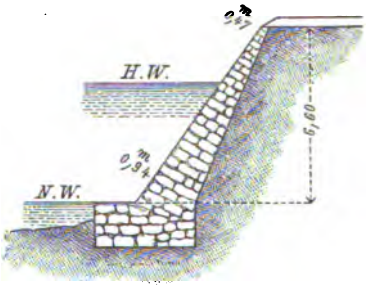


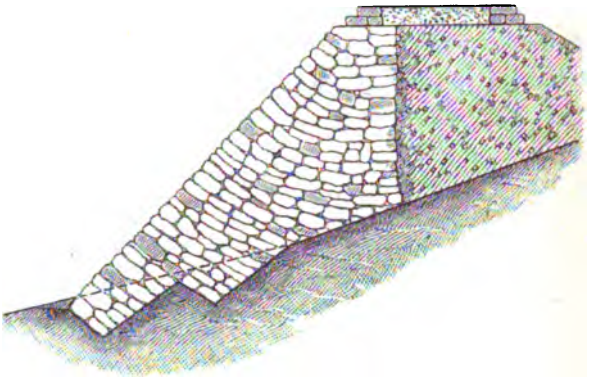
Abb. 134.



Für die Beständigkeit solcher Pflasterungen ist es von Wichtigkeit, dafs sie nicht eher ausgeführt werden, als bis der Damm sich einigermafsen gesetzt hat, weil sie sonst Form und Zusammenhang verlieren, sich ausbauchen und gesprengt werden können. Kann man die Zeit bis zum erfolgten Setzen des Dammes nicht abwarten, so ist es oft vorzuziehen, am Fufs der Böschung eine in sich selbst standfähige Steinpackung mit steilerer Böschung und sorgfältiger Hinterfüllung auszuführen und den oberen Teil des Dammes mit gewöhnlicher Böschung stehen zu lassen (s. Abb. 139, S. 186).

Den ohne Anwendung von Werkzeugen aufgepackten (nicht geschütteten) Steinsätzen gibt man meist eine nicht steilere Böschung als 1 : 1. Man lagert dabei die Steine bei geringer Höhe im Innern gewöhnlich wagerecht und nur an der Aufsenseite, rechtwinkelig zur Böschungsfläche, oft auch durchweg wagerecht. An der Brenner-Bahn hat man die Steinsätze bei gröfseren Höhen so geschichtet, dafs die mittleren Lagerlinien annähernd Kreisbögen mit gleichem in der Böschungsspitze liegenden Mittelpunkt bilden (s. Abb. 135).[118])

Abb. 135. *Trockenmauerwerk zur Dammbefestigung.*



Zur Herstellung steilerer Böschungen müssen die Steine sorgfältiger aufgeschichtet und zum Teil mit Werkzeugen bearbeitet werden. Steiler als $^1/_2$fach pflegt man bei diesen Ausführungen nicht zu gehen. Die Schichtung der Steine wird bei den Trockenmauern vielfach rechtwinkelig zu der Vorderfläche angeordnet, da sie so den Forderungen der Statik annähernd entspricht. Sie erfordert aber eine sorgfältige gleichmäfsige Ausführung durch die ganze Stärke der Mauer. Wo geübte Arbeitskräfte und gutes lagerhaftes Material nicht zur Verfügung stehen, ist aus praktischen Gründen eine wagerechte Lagerung vorzuziehen.

Abb. 136 bis 138. *Trockenmauerwerk zur Dammbefestigung an der Rhein-Nahe-Bahn.*

Abb. 136. Gekrümmte Schichten.

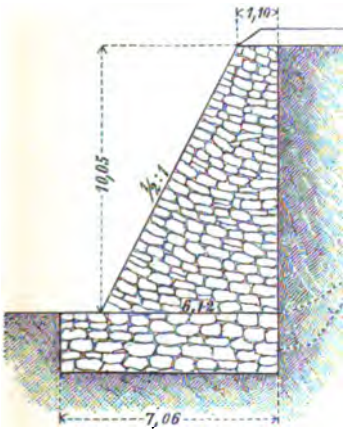


Abb. 137.
Wagerechte abgetreppte Schichten.

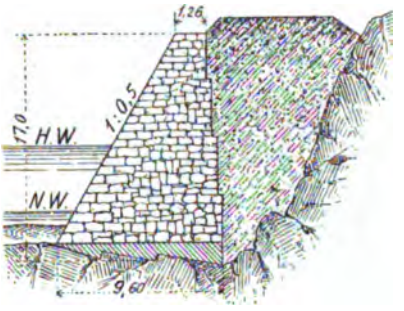
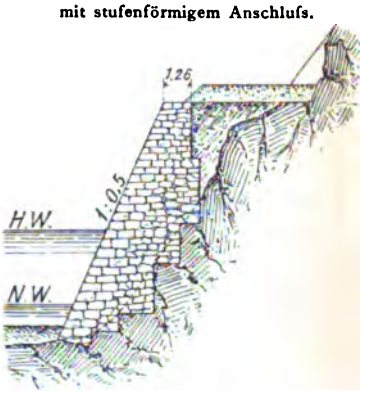


Abb. 138. Wagerechte abgetreppte Schichten mit stufenförmigem Anschlufs.



In den Abb. 136 bis 138 sind Querschnitte von Trockenmauern der Rhein-Nahe-Bahn dargestellt, in den Abb. 139 u. 140 solche der Brenner-Bahn. Die hintere Fläche ist bei Abb. 136 senkrecht, bei den zwei folgenden abgetreppt und bei den zwei letzten (Abb. 139 u. 140, S. 186) ist die der Hinterpackung nach vorn geneigt. Bei diesen Querschnitten wird die Anlage durch das Setzen des Dammes nicht wesentlich beeinflufst, während bei Steinpackungen und Trockenmauern, welche nach hinten überhängen, in-

[118]) Vergl. Instruktionen über die Bauausführung der Brenner-Bahn, für die bauleitenden Beamten zusammengestellt von der Bauinspektion Innsbruck; auch Winkler, Der Eisenbahn-Unterbau.

folge des Setzens eine Ablösung des Kernes des Dammes von der Mauer entsteht und, indem letztere nachsackt, leicht eine Ausbauchung und eine Zerstörung des Zusammenhanges der einzelnen Teile herbeigeführt wird. Dieselbe Erscheinung kann eintreten, wenn der vordere Teil der Packungen aus besserem Material, aus gröfseren Steinen und sorgfältiger hergestellt ist, als der hintere Teil, wodurch dann auch ein verschiedenes Setzen entsteht.

Abb. 139. *Sicherung der Dammböschung an der Brenner-Bahn.* M. 1 : 300.

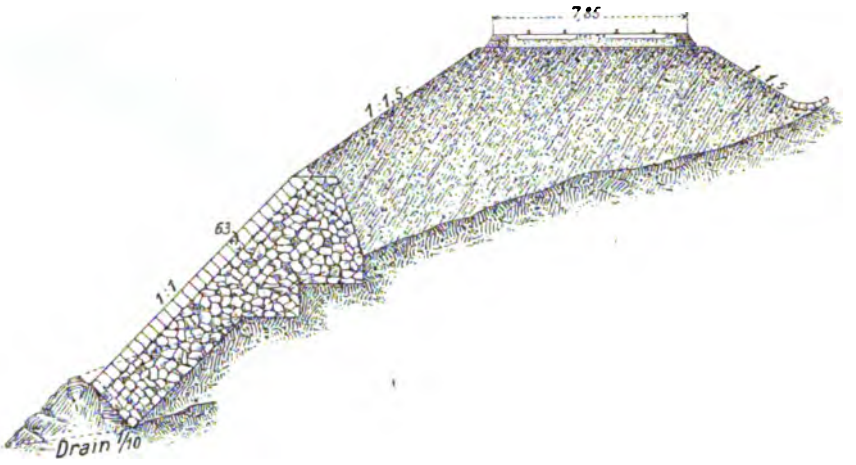
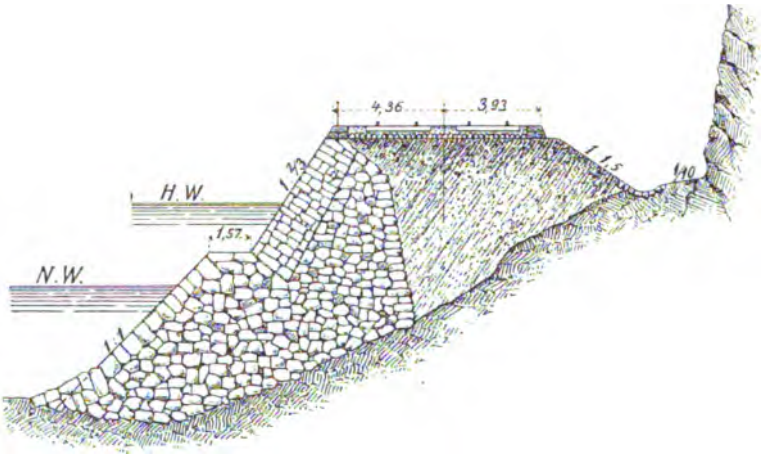


Abb. 140. *Sicherung der Dämme an der Brenner-Bahn bei Wasserangriff.* M. 1 : 300.



Sind hierbei, wie es vielfach geschieht, Vorderteil und Hintermauerung im Verband und in rechtwinklig zur Böschungsfläche gerichteter Schichtung ausgeführt, so hat das verschiedene Setzen noch die Wirkung, dafs wenn die sorgfältiger ausgeführte Bekleidung den Bewegungen der Hintermauerung in ihrem oberen Teile, wie notwendig, folgt, ihre dichteren Fugen aber eine Verkürzung von oben nach unten in demselben Mafse, wie bei der Hintermauerung nicht zulassen, eine Stauchung derselben eintritt und damit zugleich ein Ausbauchen des mittleren Teiles. Dadurch wird der Verband zerstört und wenn nun die abgelöste Schale nicht in ausreichend starken Abmessungen hergestellt ist, um bei der überdies noch ungünstig veränderten Form für sich stand-

fähig zu bleiben, so wird im weiteren Verlaufe des Setzens der Einsturz der Schale herbeigeführt. In gleichem Mafse treten diese Übelstände bei wagerechter Schichtung der Steine nicht auf, weil hierbei die Arbeiten leichter auszuführen und zu überwachen sind. Die Schichten können in gewissen Höhenabständen in der ganzen Stärke der Mauer bequem abgeglichen werden, dadurch wird eine gröfsere Gleichmäfsigkeit erzielt und etwa entstehende ungleiche Sackungen üben eine weniger nachteilige Wirkung aus. Die wagerechte Schichtung der Trockenmauern bietet daher, wie schon oben bemerkt, in vielen Fällen praktische Vorteile, wenn sie auch theoretisch weniger sachgemäfs als die zur Vorderfläche rechtwinklige erscheint.[114])

Eine sorgfältige Sicherung des Fufses der Steinpackungen durch Herstellung geeigneter Stützflächen in dem gewachsenen Boden, durch eine wirksame Wasserableitung und ausreichende Abmessungen, ist für das Bestehen von gröfster Wichtigkeit (vergl. Abb. 139). Bei Angriffen durch Wasser ist je nach Umständen oft eine Verstärkung des Fufses durch ein vorgesetztes Bankett mit flacher Böschung ausgeführt, welches bei schiffbaren Gewässern zur Aufnahme des Leinpfades dienen kann (s. Abb. 132 u. 140).

Die Kosten der Steinpackungen sind je nach der Ausführungsweise verschieden. Das Aussuchen der Steine und ihre Schichtung ohne Anwendung von Werkzeugen erfordert einen Arbeitsaufwand von etwa 0,15 bis 0,2 Tagewerken f. d. cbm. Werden die Aufsenflächen bearbeitet und die Steine mit dem Hammer nach Art eines rauhen Pflasters zusammengerichtet, so sind aufserdem je nach der Beschaffenheit der Steine f. d. qm 0,1 bis 0,3 Tagewerke anzusetzen. Für die Herstellung von Trockenmauerwerk aus Bruchsteinen in gutem Verbande mit Moos und Erde kann man je nach Beschaffenheit der Steine und der Güte der Arbeit f. d. cbm $^3/_4$ bis 1,5 Tagewerke annehmen.

Über die bei verschiedenen Eisenbahnbauten in gröfserem Umfange ausgeführten Trockenmauern und Steinpackungen und die bei ihrer Anlage befolgten Regeln vergleiche man die in den Fufsnoten 113 bis 115 angegebenen Quellen. Bezüglich der besonderen Bekleidungsarten, die bei Dammschüttungen wohl nur ausnahmsweise zur Anwendung kommen werden, kann auf die betreffenden Ausführungen bei Einschnitten (s. § 28 unter 3. c. η., S. 170) verwiesen werden.

Als Hauptergebnisse der an der Rhein-Nahe-Bahn gesammelten Erfahrungen und Beobachtungen, wo Steinpackungen und Futtermauern in gröfserem Mafsstabe zur Ausführung gekommen sind, können die nachstehenden Mitteilungen[115]) angeführt werden.

Die Kosten der trockenen Steinpackungen haben zwischen 13 M. und 23 M. f. d. Schachtrute (= 4,45 cbm), die der Futtermauern in Mörtel zwischen 44 M. und 50 M., also durchschnittlich etwa dreimal so viel betragen.

Es ist dabei jedoch der Umstand in Betracht zu ziehen, dafs die Standsicherheit einer Trockenmauer bei weitem geringer ist, als diejenige einer Mörtelmauer, welche vermöge der Bindekraft des Mörtels fast wie ein zusammenhängender Steinblock wirkt, während die einzelnen Teile der Trockenmauer nur durch die Reibung verbunden sind und daher leicht verschoben werden können.

Die trockene Steinpackung kann zur Herstellung von Stützmauern mit Erfolg nur zur Anwendung gebracht werden, wenn die Bahneinschnitte brauchbares, frostbeständiges Steinmaterial liefern, wenn die Mauern in der Vorderfläche wenigstens halbfüfsige Böschung erhalten und die Hinterfüllung aus Steintrümmern oder festem Gerölle besteht.

Unter diesen Bedingungen genügt nach den bei der Rhein-Nahe-Bahn gemachten Erfahrungen für die trocken gepackten Stützmauern eine mittlere Stärke von $^{18}/_{42}$ bis $^1/_3$ der Höhe.

---

[114]) Vergl. auch Zimmermann, Über die Ausführung steiler Dammböschungen bei Gebirgsbahnen. Wochenbl. f. Baukunde 1886, S. 266.

[115]) Vergl. Cuno, Zeitschr. f. Bauw. 1861.

Sobald man durch die Örtlichkeit genötigt ist, die Stützmauern in der Vorderfläche lotrecht oder mit einer Böschung von weniger als halbfüfsiger Anlage auszuführen, wenn das Steinmaterial nicht unmittelbar zur Hand liegt, sowie bei losem Hinterfüllungsmaterial und bei Höhen über 40 bis 50 Fufs erscheint es bedenklich und unzweckmäfsig, trockene Steinpackungen anzuwenden.

Es sind alsdann die regelmäfsigen Futtermauern in Mörtel vorzuziehen, deren Standsicherheit durch zweckmäfsige Anordnung dergestalt erhöht werden kann, dafs der Erfolg auch unter schwierigen Umständen gesichert erscheint.

3. Auftragböschungen, die ständigem Wasser- oder Wellenangriff ausgesetzt sind. Es ist bereits vorstehend erwähnt worden, wie Steinpackungen als Schutzmittel gegen die Angriffe des Wassers durch Strömung und Wellenschlag zweckmäfsig angewendet werden, und in den Abb. 132, 137, 138 u. 140 sind einige Beispiele über die in solchen Fällen getroffenen Anordnungen gegeben. Es bleiben noch die Mittel anzuführen, die oft anstatt der Steinbefestigungen oder neben ihnen behufs Sicherung der Dämme im Wasser Anwendung finden.

Dämme, die hauptsächlich dem Wellenschlage ausgesetzt sind, lassen sich durch möglichst flache, strandartige Böschungen schützen. Auch Böschungen von 3 bis 5facher Anlage und selbst steilere sind imstande, einen starken Angriff auszuhalten, wenn sie mit einer dichten Grasnarbe bedeckt werden.[116]) Natürlich gedeiht eine solche nur an dem für gewöhnlich über Wasser liegenden Teile der Böschung. Weidenpflanzungen haben sich dann hauptsächlich wirksam erwiesen, wenn sie niedrig gehalten werden, so dafs immer nur junge Reiser die Fläche bedecken, die dem andrängenden Wasser nachgeben und, indem sie sich auf die Böschung legen, diese schützen, während stärkere Stämme durch ihren Widerstand zu Auskolkungen und Auswaschungen Veranlassung geben.

Häufig legt man, insbesondere bei steilerer Böschung, in der Nähe der Wasserlinie eine Berme an, welche sich zur Bepflanzung mit Strauchweiden vorzüglich eignet. indem der Fufs der Pflanzung feucht gehalten wird und der Kopf über Wasser bleibt.

Die unter Wasser befindlichen Teile der Böschungen werden gegen den Stromangriff aufser durch Steinpackungen zweckmäfsig durch Faschinenwerke gedeckt. Packwerke mit Pfählen, Bohlwerke u. s. w. gehören zu den nur in besonderen Fällen angewendeten Befestigungen. Steinschüttungen und Faschinenwerke sind auch da zu empfehlen, wo Unterwaschungen des Dammkörpers oder Vertiefungen des Flufsbettes befürchtet werden müssen. Die Faschinenwerke werden hier als Senkstücke, Senklagen, Senkfaschinen am Fufse der Böschung versenkt und indem sie einerseits die leicht beweglichen Teile des Flufsbettes bedecken, schützen sie andererseits bei vorkommenden Auskolkungen, indem sie nachsinken und so die entstandenen Vertiefungen wieder ausfüllen.

Wo Dämme heftigen Angriffen durch Eisgang ausgesetzt sind, ist ein sicheres Deckwerk kaum in anderer Weise herzustellen, als durch tüchtiges Pflaster aus grofsen Steinen, durch Steinpackungen oder durch Mauerwerk.

Wir lassen es bei diesen kurzen Bemerkungen über Anlagen, die, weil den Uferschutz betreffend, zu dem Gebiete des Wasserbaues gehören, bewenden und verweisen wegen ausführlicher Angaben auf Teil III dieses Handbuches (III. Bd., 3. Aufl., Kap. XX).

---

[116]) Herstellung des Dammes der Lübeck-Büchener Eisenbahn durch den Möllner See aus grobem Sand mit $2^1/_2$fachen Böschungen im Wasser. Zeitschr. f. Bauw. 1852, S. 58. — Fries, Der Eisenbahndamm durch den Bodensee bei Lindau. Allg. Bauz. 1855, S. 188; Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwesens 1855, S. 138.

§ 32. Die Nebenanlagen, der Schutz und die Unterhaltung der Erdkörper. Als Nebenanlagen der für Eisenbahnen herzustellenden Erdkörper, die dem zukünftigen Betriebe einen Schutz bezw. gewisse Vorteile gewähren sollen, sind noch die Vorkehrungen zur Vermeidung von Schneeverwehungen und die in Einschnittböschungen in der Höhe des Planums oder der Bahnkrone vielfach angeordneten Bermen zu erwähnen, die häufig hergestellt werden, selbst wenn man für den oberen Teil der Böschungen von der nicht mehr als zweckmäfsig erachteten Bermenanlage (vergl. § 29) absieht. Sie sollen vorzugsweise zur Ablagerung des Auswurfes beim Reinigen der Gräben dienen. Nach Ansicht vieler Ingenieure haben solche Bermen am Fufse der Einschnittböschungen dieselben Nachteile, welche überhaupt gegen die Bermen an Böschungen sprechen. Auf manchen Bahnen werden sie daher oft an der Bahnseite der Einschnittgräben, am Fufse der Bettung in Höhe des Planums, etwa 0,50 m breit, angeordnet (vergl. Abb. 2, 3, 4 u. 6, Taf. IV). Bei dieser Anordnung dienen sie gleichzeitig als Fufswege für Bahnbeamte und Arbeiter.

Die Vorkehrungen gegen Schneeverwehungen und Schneeverschüttungen bestehen entweder in der Anlage von Erddämmen oder einzelnen Erdhügeln (s. Abb. 14, Taf. IV), oder und zwar häufiger in der Aufstellung von Schneezäunen, Hürden, Hecken (s. Abb. 3, Taf. IV) und ähnlichen Anlagen, die gleichzeitig eine Absperrung gegen benachbarte Viehweiden bilden können. Näheres hierüber wird im V. Teil dieses Handbuches unter „Sicherung des Betriebes“ ausgeführt.

Den eigentlichen Schutz finden die Erdkörper auch für die spätere Betriebszeit in einer richtigen Entwässerung, also in entsprechender Anlage der im § 26 unter 2. (S. 152) besprochenen Entwässerungsgräben, sowie in der dauerhaften und gut unterhaltenen Befestigung bezw. Bekleidung der Böschungsflächen, die in den §§ 28 und 31 eingehend behandelt wurden.

Bezüglich der mit Muttererde herzustellenden Böschungsbekleidungen ist noch darauf hinzuweisen, dafs bei der Aufstellung der Abrechnungen leicht Unterschiede sich ergeben können, je nachdem die Raummetermasse des geförderten Bodens nach den Querschnitten der rohen Einschnitte beziehungsweise Dämme vor Bekleidung der Böschungen mit Muttererde, oder nach denjenigen der fertigen Einschnitte beziehungsweise Dammschüttungen nach Bekleidung der Böschungen in Rechnung gezogen werden.

Da bei den Voranschlägen, den Massenberechnungen und Arbeitsplänen stets nur die fertigen Querschnitte der Auf- und Abträge mafsgebend sind, so empfiehlt es sich, die Verträge in der Weise zu vereinbaren, dafs für Gewinnung und Beförderung der zur Bekleidung erforderlichen Masse der Muttererde nur in dem Fall eine besondere Vergütung eintritt, wenn der Mutterboden zur Bekleidung der Böschungen durch Seitenentnahme aufserhalb des Bahnfeldes gewonnen werden mufs, sonst aber für die Massenberechnung die Begrenzungslinien der fertigen Erdkörper zu gelten haben. Unter Voraussetzung gleichmäfsiger Verteilung von Auf- und Abträgen auf der betreffenden Bahnstrecke tritt für den Unternehmer ein gewisser Ausgleich dadurch ein, dafs zwar in den Einschnitten die auszuhebenden Querschnitte sich um die Dicke der Bekleidungsschicht mit Muttererde vergröfsern, dafür aber in den Aufträgen die Schüttmasse sich um eine ebenso starke Schicht auf den Böschungen verringert. Bezüglich der Verträge selbst ist auf die §§ 7 bis 9 des Kap. II „Bauleitung“ vom 1. Bande (4. Aufl.) des vorliegenden Teiles vom Handbuch hinzuweisen.

Was die Unterhaltung der Erdkörper während des Baues betrifft, so unterscheidet sich diese nicht wesentlich von der später im Betriebe stattfindenden fortlaufenden Beaufsichtigung und der sofortigen Ausbesserung entstandener Schäden, nur ist sie insofern mühevoller und kostspieliger, als vielfach die zum Schutz und zur Erhaltung dienenden Anlagen noch nicht fertig gestellt sind und daher bei anhaltenden starken Regengüssen entsprechend grofse Zerstörungen vorkommen können.

Die zur Unterhaltung erforderlichen Arbeiten bestehen demnach im wesentlichen:

1. In der Erhaltung der richtigen Höhe und Form der Erdkörper;
2. im Ausfüllen der beim Setzen der Dämme sich bildenden Risse, um jedes Eindringen des Wassers zu verhüten. Aus demselben Grunde müssen durch den Regen eingerissene Furchen möglichst bald beseitigt werden;
3. in der Wiederherstellung der durch Regen und Frost beschädigten fertigen Böschungen und ihrer Bekleidungen;
4. in der Aufräumung verschlämmter Gräben und in der Offenhaltung aller Entwässerungsanlagen.

Die Ausdehnung dieser Arbeiten hängt so sehr von der Bodenbeschaffenheit, von der Art der Entwässerungsanlagen und von den Witterungsverhältnissen ab, dafs es unmöglich ist, sie vorauszubestimmen, oder bestimmte Angaben über dieselben zu machen. Aus dem gleichen Grunde ist es auch schwierig, sie im Kostenvoranschlag zu berücksichtigen. Man kann sich höchstens an die darüber bei ausgeführten Eisenbahnbauten gemachten Erfahrungen halten, und nach diesen betragen die Unterhaltungskosten der Erdkörper während des Baues etwa 5% der Gesamtherstellungskosten der Erd- und Böschungsarbeiten.

Literatur.

I. Allgemeines.

a) Einzelwerke und Druckhefte.

Becker, Allgemeine Baukunde des Ingenieurs. Stuttgart 1865.

Perdonnet, Traité élementaire des chemins de fer. Paris 1865.

Perdonnet et Flachat, Nouveau portefeuille de l'ingenieur des chemins de fer. Paris 1866.

Etzel, Besondere Vorschriften für den Baudienst der Eisenbahn von Innsbruck nach Botzen. Wien 1869.

Instruktion über die Bauausführung der Brenner-Bahn. Für die bauleitenden Beamten zusammengestellt von der Bauinspektion Innsbruck. Wien 1872.

Hellwag, Bericht über den Bau und den Betrieb der österreichischen Nordwestbahn. Wien 1873.

A. Funk, Mitteilungen über den Bau der Venlo-Hamburger Bahn. 1873.

Plefsner, Anleitung zum Veranschlagen der Eisenbahnen. 3. Aufl. 1873.

Culmann, Der Erdbau. Zürich 1873.

Henz, Praktische Anleitung zum Erdbau. 3. Aufl. bearb. v. Streckert. Berlin 1874.

W. Heyne, Der Erdbau und seine Anwendung auf Strafsen und Eisenbahnen. Wien 1874—1876.

E. Winkler, Vorträge über Eisenbahnbau. Heft 5, Unterbau. Prag 1875—1877.

A. v. Kaven, Vorarbeiten zu Eisenbahnen. Aachen 1876.

Waterbouwkunde door N. H. Henket, Ch. M. Schols en J. M. Telders met medewerking van verschillende ingenieurs, I. Abschn. s'Gravenhage 1885.

Barkhausen, Erdarbeiten. Handbuch der Baukunde, Abt. III. Berlin 1892.

A. Göring, Der Eisenbahnbau. 5. Aufl., Berlin 1896.

F. Tschertou, Der Eisenbahnbau. Wiesbaden 1899.

Schubert, Der Eisenbahnbau. Wiesbaden 1899.

L. v. Willmann, Erdbau, I. Kap. des Lehrbuchs des Tiefbaues, hrsg. von K. Esselborn. Leipzig 1904.

b) Abhandlungen in Zeitschriften.

Hennings, Aus dem Erdbau. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1870, S. 64.

Osthoff, Beitrag zum Erdbau. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1873, S. 299.

Lehwald, Mitteilungen über die Kunstbauten der Strecke Nordhausen-Wetzlar. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 241 u. 441.

J. Seefehlner, Die Karlstadt-Fiumaner Bahn und der Hafen von Fiume. Zeitschr. f. Bauk. 1881, S. 218.
J. Seefehlner, Die Temesvar-Orsover Eisenbahn. Zeitschr. f. Bauk. 1882, S. 367.
Hottenroth, Beitrag zur Geschichte des Erdbaues. Zeitschr. f. Bauk. 1882, S. 57 u. 221.
Hottenroth, Bauten an der Eisenbahn Wiesbaden-Niedernhausen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1883, S. 509.
Früh, Der Bau der Moselbahn. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1883, S. 63.
Völker, Erdarbeiten der württembergischen Gaubahnstrecke Schopfloch-Freudenstadt. Zeitschr. f. Bauk. 1884, S. 149.
W. Cauer, Bauausführungen der italienischen Eisenbahnen. Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 150.
L. Franzius, Neue Hafenanlagen zu Bremen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver zu Hannover 1889, S. 430.
Arbeiterbaracken am Nord-Ostsee-(Kaiser Wilhelm-)Kanal. Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 94.
Baentsch, Die Durchbauung der Moore am Nord-Ostsee-Kanal. Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 193.
Völker, Bau der Strecke der Kinzigbahn zwischen Alpirsbach und Schiltach. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1893, S. 433 ff.
Fülscher, Der Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals. Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 217 ff.; 1897, S. 117 ff.
v. Schlierholz, Über württembergische Erdarbeiten und Massentransporte. Deutsche Bauz. 1897, S. 543, 549 u. 554.
Frahm, Die Bauten der Eisenbahn Argenteuil-Nantes. Zeitschr. f. Bauw. 1900, S. 93.
L. Oberschulte, Das Gifhorner Moor und die Ausführung der Nebenbahn Uelzen-Triangel. Zeitschr. f. Bauw. 1903, S. 79.

II. Lösen, Laden und Fortbewegen des Bodens. Kosten.

a) Einzelwerke und Druckhefte.

v. Rziha, Der englische Einschnittbetrieb. Ein Beitrag zum Erdbau. Berlin 1872.
Launhardt, Das Massennivellement. Hannover 1877.
Sonne, Erdtransportwagen. Handb. f. spez. Eisenb.-Technik, Bd. II, Kap. XV.
Mahler-Eschenbacher, Die Sprengtechnik im Dienste der Ziviltechnik. Freiburg 1882.
Salomon und Forchheimer, Neuere Bagger und Erdgrabemaschinen. Berlin 1888.
A. Göring, Massenermittelung, Massenverteilung und Transportkosten bei Erdarbeiten, 2. Aufl. Berlin 1890.
L. Oppermann, Allgemeine und technische Bedingungen für die Verdingung und Ausführung von Arbeiten und Lieferungen zu Ingenieur-Bauten. Leipzig 1895.
G. Osthoff, Hilfsbuch zur Anfertigung von Kostenberechnungen im Gebiete des gesamten Ingenieurwesens. 3. Aufl. Leipzig 1896.
R. Wagner, Graphische Ermittelung der Erdmassen und Böschungsflächen von Eisenbahnen und Strafsen. Stuttgart 1900.
F. Heise, Sprengstoffe und Zündung der Sprengschüsse. Berlin 1904.

b) Abhandlungen in Zeitschriften.

1. Bodenlösung und Sprengarbeiten.

Die Sprengtechnik der Jetztzeit und ihre Hilfsmittel im Dienste des Eisenbahnwesens. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1875, S. 66.
v. Rziha, Die Gewinnungsfestigkeit der Erd- und Felsmassen in Einschnitten. Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 176.
Bielefeld, Die neuen Sicherheitssprengstoffe. Preufs. Zeitschr. f. Berg- Hütten- u. Salinenw. 1890, S. 145.
H. Arnold, Bodenwiderstandsermittelung bei und in Bohrlöchern. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1896, S. 375.
Sprengung eines Hügels. Engng. news 1900, I. S. 314.
Bohrung und Sprengung unterseeischer Felsen im Hafen von Ahnapee, Wisc.; Engng. record, März 1901, S. 223.
Lenne, Die Herstellung der Sprengstoffe und ihre Bedeutung für die verschiedenen Zweige der Technik. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1901, S. 1424.
Über den Fortschritt der Sprengtechnik seit der Entwickelung der organischen Chemie. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1904, S. 367.
Sicherheitsvorkehrungen bei Sprengarbeiten in Österreich. Génie civil 1904, Bd. 45, S. 113.

2. Trockenbagger und Schraper.

Schnitger, Über den Trockenbagger von Ruston & Proctor. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 193. — Maschinenkonstrukteur 1878, S. 337.

Hottenroth, Beiträge zur Geschichte der Grabmaschinen und der maschinellen Grabarbeit. Zeitschr. f. Bauk. 1882, S. 504.

Mc. Grew's Vorkehrungen zur Aushebung von Eisenbahn-Seitengräben. Railroad Gaz. 1886, S. 575. — Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 366.

Salomon, Über neuere Bagger und Erdgrabemaschinen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1886, S. 995, 1013. 1041, 1063, 1070 u. 1097; 1887, S. 941 u. 970.

Erdgrabemaschine von Clement Engineering 1888, II. S. 27.

Löffelbagger für enge Einschnitte. Génie civil 1890, Bd. 16, S. 399.

Chas. F. Müller, Erdbewegung mittels Schraper. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1891, S. 22.

Wilsons Grabemaschine für den Bau des Seekanals von Manchester. Engineering 1891, I. S. 70. — Ann. industr. 1891, I. S. 267.

Trockenbagger für den Nord-Ostsee-Kanal. Engineer 1893, II. S. 326, 328 u. 332.

Verschiedene Bagger von Ruston & Proctor in Lincoln, Wilson & Cie., von Gebr. Withhacker in Harsforth bei Leeds, von Boulet & Cie. und von der Lübecker Maschinen-Baugesellschaft. Engineering 1894, I. S. 126. — Engineer 1894, I. S. 457.

F. Müller, Neuere Radschraper zur Erdbeförderung. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1895, S. 181.

Maschinen für die Herstellung des Entwässerungskanals in Chicago (Löffelbagger, Erdwagen und Absturzvorrichtungen). Engng. news 1894, II. S. 398. — Engineering 1894, II. S. 641; 1895, II. S. 6, 12, 14, 37, 117, 157 u. 162.

Trockenbagger der Bucyrus-Gesellschaft in Milwaukee für besonders hartes Baggergut. Engng. news 1895, I. S. 198.

Dampfbagger mit Greifschaufel für den Kanal von Leeds nach Liverpool. Engineer 1895, I. S. 359.

Dampfstielbagger für den Chicagoer Kanal. Engng. news 1895, I. S. 363 u. 390.

Eimertrockenbagger der Lübecker Maschinen-Baugesellschaft für den Kaiser Wilhelm-Kanal. Engineering 1895, II. S. 136. — Prakt. Maschinenkonstr. 1896, S. 144.

Elektrisch betriebener Trockenbagger von Smulder in Rotterdam. Engineer 1895, II. S. 110, 116, 136, 180, 310 u. 316; 1896, 3. Jan. Suppl. — Schweiz. Bauz. 1896, Bd. 27, S. 69. — Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 277. — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1896, S. 457. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1896, S. 802. — Génie civil 1896, Bd. 29, S. 113. — Engineering 1896, S. 451 u. 457.

Carson's Vorrichtung zum Ausheben und Verfüllen von Baugruben für Rohrleitungen und Kanäle. Österr. Monatsschr. f. d. öffentl. Baudienst 1896, S. 26.

Porter's vereinigter Dampfkran-Trockenbagger. Engineering 1896, I. S. 245.

Fahrbarer Kran für die Aushebung des Erdreichs beim Bau städtischer Kanäle. Engng. record 1896, S. 100.

Bagger in Verbindung mit Fördervorrichtung. Engng. news 1896, II. S. 126.

Trockenbagger, Type B, mit Patent-Dreigelenk-Leiter für Tiefbaggerung, Patent Vollhering & Bernhardt der Maschinen-Baugesellschaft zu Lübeck. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1897, Bl. 4, S. 7.

Die Osgood-Dampfschaufel am Chicagoer Entwässerungskanal. Engineering 1897, I. S. 237 u. 241.

Fülscher, Die zur Erdförderung beim Kaiser Wilhelm-Kanal verwendeten Baggermaschinen und Fahrzeuge. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 375.

Der Patent-Exkavator von Bomford und Evershed. Engineer 1898, I. S. 130.

Eine neue Grabemaschine von Potter. Engng. news 1898, I. S. 269.

Kiesbagger von Raupke. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1899, S. 31.

The lawrie excavating apparatus. Engng. record 1899, Bd. 40, S. 276.

Ein neuer Trockenbagger. Engng. news 1900, I. S. 90.

Maschine zum Ausheben von Gräben von Dalton. Engng. news 1900, II. S. 18.

Erdbagger von Ruston, Proctor & Cie. in Lincoln. Ann. f. Gew. u. Bauw. 1901, II. S. 96. — Österr. Zeitschr. f. Berg- u. Hüttenw. 1901, Feb., S. 101.

Freytag, Trockenbagger mit Zwillingsdampfmaschine von 10 PS. der Firma Ruston, Proctor & Cie. in Lincoln. Dinglers polyt. Journ. 1901, April, S. 266; auch Ann. f. Gew. u. Bauw. 1901, II. S. 46.

Neue Erdschaufel mit Dampfbetrieb. Engng. news 1901, April, S. 260.

R. Wels, Neuere Baggerkonstruktionen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1902, S. 405 u. 442.

Baggermaschinen von Bogart. Engineering 1902, II. S. 290.

Löffelbagger für das neue Avonmouth-Dock. Engineer 1902, I. S. 212.

Bagger mit rotierenden Extraktoren, Bauart Sonderegger, am Panamakanal verwendet. Schweiz. Bauz. 1903, I. S. 33.

Mc. Cullough, Die Anwendung von Erdbaggern zum Ausschachten von Gräben. Engng. news 1903, II. S. 562.

Neue Maschinen zum Ausschachten und Baggern. Engng Magazin 1903, März, S. 841.
Bodenlöser von Pawel. Revue industr. 1903, S. 308.
Der Austin-Grabengräber in Arbeit. Engng. news 1903, II. S. 563.
Löffelbagger. Engng. news 1903, II. S. 545. — Revue industr. 1904, S. 361. — Engineer 1904, I. S. 120 u. 167; II. S. 295. — Engineering 1904, I. S. 816.
Hardy, Dampfschaufel für die Erdarbeiten am Wasserwerk zu Washington. Engng. record 1904, Bd. 49, S. 493.
Dampfschaufel der American Locomotive Comp. Engineer 1904, II. S. 350.
Dampfkran-Löffelbagger von Gebr. Whiteaker von Harsforth, Leeds. Engineer 1904, II. S. 116.
Stephen's Gräber mit Kran. Engineer 1905, I. S. 96.
Löffelgräber für den Panama-Kanal. Engineer 1905, I. S. 233.

3. Erdfördergefäfse und ihre Beförderung.

Rumpf, Bemerkungen über die Erdbeförderung mittels Lokomotiven beim Bau der Bahnstrecke von Göttingen bis zum Rischenkruge auf der hannöverischen Südbahn. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1855, S. 36.
Über Schubkarren. Allgem. Bauz. 1860, S. 129.
Mohr, Über Erdförderung auf Interimsbahnen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 139.
Welche Wagenkonstruktionen und Absturzvorrichtungen sind für Erdtransporte auf interimistischen Eisenbahnen am meisten zu empfehlen? Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1869, 3. Supplementb. S. 95.
Neue Handkarre für Erdbeförderung. Deutsche Bauz. 1872, S. 295.
Drahtseil- und Holzbahnen. Deutsche Bauz. 1873, S. 172.
Maschinelle Förderung an dem Voreinschnitt des Ziskaberg-Tunnels bei Prag. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874, S. 1.
Drahtseilbahn bei Mansfeld. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1875, S. 172.
Putzrath, Muldenförmige Erdtransportwagen. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1876, S. 90.
A. Bleichert, Über eine zum Erdtransport bei der Strafsburger Befestigung ausgeführte Drahtseilbahn. Deutsche Bauz. 1877, S. 269.
Seitenkipper vom Gotthard-Tunnelbau. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 488.
Levy, Das Absturzgerüst bei Bliesebersingen. Zeitschr. f. Bauk. 1878, S. 389.
Über Drahtseilbahnen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1878, S. 36.
Doppelseitenkipper von Kayser. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1879, S. 258.
Schmoll v. Eisenwerth, Erfahrungsergebnisse über Schiebtruhenbeförderung bei Erdbewegungen. Glaser's Ann. 1881, I. S. 346.
Plan incliné aérien. Revue de l'Arch. et des travaux publ. 1882, S. 16 u. 56.
Über Draht- und Luftseilbahnen. Glasers Ann. 1882, II. S. 66, 89, 104, 121 u. 170.
Transportgerüst für Kanalisationsarbeiten. Zentralbl. d. Bauverw. 1883, S. 278.
Über transportable Bahnen. Zeitschr. f. d. gesamte Lokal- u. Strafsenbahnw. 1885, S. 94.
Lartigue's einschienige tragbare Bahn. Deutsche Bauz. 1887, S. 357.
Konstruktion Otto'scher Drahtseilbahnen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1894, S. 864.
Über Drahtseilbahnen. Dinglers polyt. Journ. 1894, Sept., S. 196 u. 220.
Moore's patentierte Erdwagen mit nach unten sich öffnenden Bodenklappen. Baugewerksztg. 1894, S. 710.
Wagen der Goldminen in Brasilien. Génie civil 1894, Bd. 25, S. 115.
H. Koestler, Erdablader und Baumaschinen der amerikanischen Eisenbahnen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1894, S. 183. — Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 103.
Fahrbarer Kran für die Aushebung des Erdreichs beim Bau städtischer Kanäle. Engng. record 1896, Bd. 33, S. 100.
Frahm, Bodenbeförderung mittels Drahtseilbahn beim Bau der Eisenbahn Lage-Hameln. Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 485.
Drahtseilbahn am Chicagoer Entwässerungskanal. Engineering 1897, I. S. 272.
Bremsberganlagen mit 50% Steigung in Chile. Proceed. Inst. of Civ.-Eng. 1897/98, T. 2, S. 313.
Goodwins Erdwagen mit Seitenklappen. Engng. news 1898, II. S. 306. — Mitteil. d. Ver. f. d. Förderung d. Lokal- u. Strafsenbahnw. 1900, S. 422.
Drahtseilbahn-Beladestation. Anz. f. d. Holzindustr. No. 35. Beiblatt der Südd. Bauz. 1899. — Revue industr. 1899, S. 254.
Selbsttätige Klemme für Förderwagen. Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 464.

M. Buhle, Selbstentladende Erdwagen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1901, S. 783.
Hängebrücke als Schüttgerüst. Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 354.
Mitteilungen über Baggerungen in Thonboden. Engineering 1903, I. S. 833.
Drahtseilbahnen mit Hebevorrichtungen. Südd. Bauz., Techniker-Ztg. 1903, S. 1.
Koppel'sche Drehscheibe mit selbsttätiger Einstellung. Revue industr. 1904, S. 66.

4. Berechnung der Erdmassen und Kosten der Erdbeförderung.

Hoffmann, Die Kosten der Erd- und Felsbewegungsarbeiten. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1861, S. 1 u. 25.
Oberbeck, Über Herleitung u. Anwendung von Preistabellen für Erdtransporte. Deutsche Bauz. 1871, S. 9, 18 u. 26.
G. Lang, Über Erdtransportkosten. Zeitschr. f. Bauk. 1878, S. 511.
Kreuter, Annähernde Veranschlagung der Fördergerätkosten beim Erdbau mit Rollbahnbetrieb. Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 344.
L. Brennecke, Ermittelung der geringsten Erdarbeiten bei Kanalbauten. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 490.
Puller, Beitrag zur Berechnung der Körperinhalte bei Erd- und Mauerarbeiten. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1893, S. 549.
Puller, Berechnung der Erdmassen bei Bearbeitung von Eisenbahn-Entwürfen. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 333.
Ermittelung der Querschnittsflächen von Bahnkörpern. Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 89 u. 403.
Selle, Erdmassenmafsstab. Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 202 u. 303.
Beitrag zur Bestimmung von Querschnittsinhalten von Bahnkörpern. Zentralbl. d. Bauverw. 1903, S. 249.
Puller, Zur Erdmassenberechnung. Zentralbl. d. Bauverw. 1905, S. 207.

III. Einschnitte und Dammbauten und ihre Böschungen.

1. Herstellung der Einschnitte und Dammschüttungen.

Über die Herstellung des Dammes der schiefen Ebene bei Kulmbach. Allg. Bauz. 1851, S. 130.
Hoffmann, Über Herstellung des Dammes der Lübeck-Büchener Eisenbahn durch den Möllner See. Zeitschr. f. Bauw. 1852, S. 58. — Organ f. d. Fortschr. des Eisenbahnw. 1852, S. 55. — Polyt. Zentralblatt 1853, S. 94.
Fries, Der Eisenbahndamm durch den Bodensee bei Lindau. Allg. Bauz. 1855, S. 188. — Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1855, S. 138.
Schmidt, Über die Herstellung der Dämme an der Bremen-Geeste-Bahn. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1864, S. 224.
Über Herstellung der Eisenbahndämme in Moorboden auf der Bahn von Nantes nach Brest. Ann. des ponts et chaussées 1864, I. S. 275. — Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 349. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 271.
Maschinelle Förderung am Voreinschnitt des Ziskaberg-Tunnels bei Prag. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874, S. 1.
M. Kovatsch, Der Etagen- und Stollenbau im Bahneinschnitt No. 12 der Istrianer Staatsbahn. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1880, S. 144.
F. Wiebe, Der Bau des Bottroper Einschnittes in der Rheinischen Eisenbahn Duisburg-Quakenbrück. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, S. 25.
Völker, Erdarbeiten der württembergischen Gaubahnstrecke Schopfloch-Freudenstadt. Zeitschr. f. Bauk. 1884, S. 149.
E. Schubert, Die Umbildung des Planums und der Bettung eines Eisenbahngleises während des Betriebes. Zeitschr. f. Bauk. 1889, S. 555.
v. Borries, Erhöhung des Bahndammes zwischen Hamburg und Bergedorf, unter besonderer Berücksichtigung der aufgetretenen Rutschungen. Zeitschr. f. Bauw. 1891, S. 525.
Völker, Bau der Strecke der Kinzigbahn zwischen Alpirsbach und Schiltach. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1893, S. 433.
Fülscher, Erdarbeiten des Kaiser Wilhelm-Kanals. Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 499; 1897, S. 117, 375.
Koch, Dammschüttungen auf weichem Untergrunde. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1901, S. 133.
Hängebrücke als Schüttgerüst. Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 354.
Riemann, Beiträge zur Sicherung des Gleises und Ausführungskosten. Zentralbl. d. Bauverw. 1903, S. 45.
Erdwalze beim Bau des Dammes von Saint Fargeau. Génie civil 1903, Bd. 43, S. 232.
Elektrisch betriebene Erdwalze von P. Sarrazin. Nouv. ann. de la constr. 1903, S. 114.

Erdarbeiten zur Vergrößerung des Bahnhofes Plochingen (Fördergerüste, Seitenentnahme). Südd. Bauz. 1903, S. 316.

Erdarbeiten für die Bewässerungsanlagen am Tuolumne-Fluſs. Engng. record 1904, Bd. 49, S. 328.

Hardy, Erdarbeiten an dem Wasserwerk zu Washington. Engng. record 1904, Bd. 49, S. 493.

Vorschriften für Forst- oder Feuerschutzstreifen neben den Bahnen in Waldungen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Eisenbahnverw. 1905, S. 227 u. 283.

2. Herstellung und Schutz der Böschungen.

Über die Gestalt der Böschungen. Allg. Bauz. 1852, S. 25.

Über Bestimmungen der Neigungen von Böschungen für Ausgrabungen. Ann. des ponts et chaussées 1850, I. S. 133 u. 171. — Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1853, S. 97.

Über Bekleidung der Böschungen an der Bahn von St. Germain des Fosses nach Roanne. Ann. des ponts et chaussées 1859, II. S. 121. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1864, S. 315.

Über die Befestigung der Böschungen von Eisenbahnen, Straſsen und Kanälen. Allg. Bauz. 1866, S. 247, 394 u. 484.

Sauerwein, Die Bepflanzung der Eisenbahnböschungen. Deutsche Bauz. 1880, S. 163.

F. Wiebe, Befestigung der Böschungen am Bottroper Einschnitt. Zeitschr. d. Arch.-. u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, S. 44.

Zimmermann, Über die Ausführung steiler Dammböschungen bei Gebirgsbahnen. Wochenbl. f. Bauk. 1886, S. 266.

M. Möller, Uferschutz mit Zement-Erdankern. Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 240 u. 286.

Fülscher, Befestigung der Ufer und Böschungen am Kaiser Wilhelm-Kanal. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 405.

Uferdeckungen aus Beton mit Eiseneinlage und Erdankern. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 294, 425 u. 499; 1899, S. 283.

Die Besamung und Befestigung der Böschungen in sehr trockenen, sehr sumpfigen und sehr schwierigen Lagen. Zeitschr. f. Transportw. u. Straſsenb. 1900, S. 465.

Über die Neigung der Böschungen. Zentralbl. d. Bauverw. 1901, S. 63, 139, 216 u. 451.

L. v. Willmann, Rechnerische Bestimmung der Schnittpunkte verschiedener Steigungs- oder Böschungslinien. Bauing.-Ztg. 1901, S. 409.

Uferbefestigungen am Suezkanal. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1904, S. 221.

Formeln für die Verschneidung zweier Böschungsneigungen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1904, S. 222.

Eine neue Art der Befestigung von Böschungen bei Durchstichen von Wegen und Bahnen. Zeitschr f. Transportw. u. Straſsenb. 1904, S. 105.

Böschungsbekleidung mit Eisenbeton nach Patent P. Melocco in Budapest. Mitteilungen über Zement, Beton u. s. w. S. 44. Beilage der Deutschen Bauz. 1904.

Lüdecke, Böschungsbefestigungen am Einschnitt bei Grünenthal. Zeitschr. f. Bau- u. Ing.-Wesen 1905, S. 21.

II. Kapitel.

Erdrutschungen.

Bearbeitet von

H. Wegele,

Professor an der Techn. Hochschule in Darmstadt, Königl. Preufs. Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor a. D.

unter Benutzung der von weiland Baudirektor Gustav Meyer in Osnabrück bearbeiteten 1. bis 3. Aufl. dieses Kapitels.

(Mit Tafel V bis VIII und 73 Textabbildungen.)

Einleitung. Beim „Erdbau" wurden im allgemeinen Bodenverhältnisse vorausgesetzt, welche besondere Mafsregeln zur Sicherung des Baues von vornherein oder nach dessen Ausführung nicht erforderlich machen. Nun können aber die meisten Gebirgsarten, welche die Erdrinde bilden, durch ihre Lagerung und ihr Verhalten zu den auf sie einwirkenden Kräften unbeabsichtigten Bewegungen ausgesetzt sein.

Solche Bewegungen, mögen sie nun durch Verschiebungen der Erdmassen aus ihrer natürlichen Lagerung oder aus ihrer künstlichen Aufschüttung hervorgerufen sein, sollen unter dem Begriff „Erdrutschungen" zusammengefafst werden.

Die Aufgabe dieses Kapitels ist es, diese Bewegungen in ihren verschiedenen Erscheinungsformen zu besprechen, ihren Ursachen nachzugehen und die Mittel darzulegen, ihnen vorzubeugen, namentlich aber auch die Mafsnahmen zur Wiederherstellung und Sicherung des Gleichgewichts zu erörtern.

Nicht mit Unrecht rechnet O. Soulavy die Bau-, Wiederherstellungs- und Erhaltungsarbeiten im beweglichen Boden zu den schwierigsten Aufgaben des Bauingenieurs. Die Behandlung dieses Gegenstandes in einem besonderen Kapitel erscheint daher durch die Wichtigkeit des Gegenstandes durchaus gerechtfertigt.

Bei allen Bodenbewegungen handelt es sich um Störungen des bestehenden Gleichgewichts, das seinerseits von den Eigenschaften der Gebirgsart, den Lagerungs- und Schichtungsverhältnissen abhängt. Über diese gibt aber die physiographische Geologie Aufschlufs und zwar in ihrem petrographisch-tektonischen Teil, deren Kenntnis wir hier voraussetzen. Wir verweisen deshalb auf die geologischen Lehr- und Handbücher[1]), daneben aber auch auf die Einteilung der Gebirgsarten in Kap. I, § 5 dieses Bandes.

---

[1]) E. Kayser, Lehrbuch der allgemeinen Geologie. Stuttgart 1893. — H. Credner, Elemente der Geologie. Leipzig 1902. — M. Neumayr-Uhlig, Erdgeschichte, 2 Bde. Leipzig u. Wien 1897. — Toula, Lehrbuch der Geologie. Wien 1902, u. a.

Über die seitens des studierenden Ingenieurs auch heute noch oft unterschätzte Wichtigkeit der Erlangung geologischer Vorkenntnisse sagt Rziha in seinem klassischen Lehrbuch des Tunnelbaues[2]) folgendes: „Aufser dem Bergmann, für welchen doch anerkannt die geologischen Kenntnisse als die Ausgangsstufen seiner ganzen Tätigkeit hingestellt werden, beschäftigt sich niemand mehr mit Massenbewegungen in der Erdrinde, wie der Ingenieur für Kommunikationsbauten. Während der Bergmann seine geologischen Kenntnisse nicht allein dahin verwerten mufs, um ein Mineral oder Fossil aufzufinden, sondern auch um die Schwierigkeiten der Hebung desselben beurteilen zu können, hat der Bauingenieur die Trasse seiner Weglinie nicht allein vom geologischen Standpunkt aus zu beurteilen und zu verändern, sondern er mufs auch in dem gegebenen Falle einer Massenbewegung, eines Eindringens in die Erdrinde, alle auftretenden Faktoren hinsichtlich des Kostenpunktes und der zu treffenden Vorkehrungen bis in das Detail zu erkennen vermögen."

Der mit den notwendigen geologischen Vorkenntnissen ausgerüstete und an Ausführungen geübte Ingenieur wird auf der einen Seite davor bewahrt sein, in oberflächlicher Beurteilung der Sachlage oft aus unangebrachten wirtschaftlichen Rücksichten unliebsame Fehler zu begehen, die sich später nur zu bitter rächen; anderseits wird er schwierigen Bodenverhältnissen gegenüber nicht hilflos dastehen und ohne eigenes Urteil auf den Rat des geologischen Sachverständigen angewiesen sein, den er in Verkennung der Tatsachen vielleicht zu spät befragt hat und von dem er unter Umständen allzuviel erwartet.[3])

§ 1. Kräfte und Widerstände. Lagerungs- und Schichtungsverhältnisse. Ursachen und Veranlassungen der Bodenbewegungen.

1. Kräfte und Widerstände. Abgesehen von den in § 2 unter 2. und 3. genannten elementaren Ursachen der Bodenbewegungen ist die bewegende Kraft die Schwerkraft, die natürlichen Widerstände, welche die Erhaltung des Gleichgewichts der Erdmasse bewirken, sind der Zusammenhalt — die Kohäsion —, die Reibung und die Stützung. Unter dem Zusammenhalt ist der Widerstand zu verstehen, welchen die einzelnen Teilchen einer Gebirgsart einer Trennung durch Zug oder Abscherung entgegensetzen. Reibung dagegen ist der in der Berührungsfläche der Körper oder Körperteile vorhandene, von dem Drucke auf diese Fläche und von deren Beschaffenheit abhängige Widerstand gegen Verschiebuug.

Zusammenhalt und Reibung sind auch von wesentlichem Einflufs auf das Neigungsverhältnis und die Form, unter welchen Erdarten sich böschen (vergl. Kap. I, § 26, S. 151). Überhängende Wände können nur unter der Wirkung des Zusammenhalts in diesem Zustande verharren. Mit jeder tiefer liegenden Schicht wird das Verhältnis des von dem Drucke unabhängigen Zusammenhalts zu dem stets gröfser werdenden Gewicht der oberen Erdmassen kleiner und hiermit der Einflufs des Zusammenhalts auf die Bildung der Böschung geringer, so dafs von oben nach unten eine allmählich zunehmende Abflachung entsteht, welche ihre Grenze in dem von der Schwere und der Reibungsziffer allein abhängigen Böschungsverhältnis findet. Erdarten ohne Zusammenhalt böschen sich gleichmäfsig nach Mafsgabe des Reibungswinkels der betreffenden Erdart.

Der Grad des Zusammenhalts und der Reibung verändert sich bei fast allen Erdarten durch die Einflüsse des Wassers und der Luft und Wärme; diese Änderung wirkt zurück auf den Gleichgewichtszustand der Erdmassen.

---

[2]) F. Rziha, Lehrbuch der gesamten Tunnelbaukunst. II. S. 531. Berlin 1872.

[3]) Vergl. Bd. 1 des I. Teiles des Handbuchs: H. Wegele, Bauleitung, S. 519; ferner A. Heim, Über die geologische Voraussicht beim Simplon-Tunnel. Lausanne, Bridal & Cie. 1904.

Der Grad des Zusammenhalts und die Gröfse der Zwischenräume zwischen den einzelnen Massenteilchen bedingen die Fähigkeit der Bodenarten Wasser durchzulassen; dieselbe ist im allgemeinen um so geringer, je kleiner die Teilchen, mithin auch die Zwischenräume zwischen ihnen und je gröfser der Zusammenhalt. In besonders hohem Mafse besitzt diese Fähigkeit kieselartiger, aus groben Körnern bestehender Sand, während ganz feiner Sand, ähnlich dem Tone, das Wasser zwar aufnimmt, aber nur schwer durchläfst. Das Wasser unterliegt hierbei der Wirkung zweier widerstreitenden Kräfte: der Schwerkraft, welche es abwärts zu bewegen strebt und der Saugkraft, welche es veranlafst, in den kleinen Hohlräumen der Masse aufzusteigen.

Ein geringer Grad von Feuchtigkeit pflegt den Zusammenhalt der Erdmassen zu vermehren, besonders beim Sande, während ein gröfserer Wassergehalt sie schnell vermindert und zuletzt, indem die Massen in einen halbflüssigen Zustand übergehen, sie fast ganz aufhebt. Die Veränderung dieses Zustandes ist bei den kalkigen und tonigen Erdarten der Erweichung und Lösung der Teilchen bei der Berührung mit Wasser zuzuschreiben, während bei reinem Sande, dessen Kieselteile der lösenden Wirkung des Wassers widerstehen, die leichten Teile vom Wasser mechanisch fortbewegt werden.[4])

In Bezug auf die Gröfse des Reibungswiderstandes ordnen sich die Erdarten in umgekehrter Reihenfolge zu derjenigen nach ihrem Zusammenhalt. Grober Sand mit kaum merkbarem Zusammenhalt zeigt einen grofsen, durch Feuchtigkeit wenig beeinflufsten Reibungswiderstand. Ton, dessen Zusammenhalt bei einzelnen Arten einen sehr hohen Grad erreicht, zeigt bei der Feinheit und Nachgiebigkeit seiner Teilchen einen nur geringen, von dem Feuchtigkeitsgehalt der Masse abhängigen Reibungswiderstand. In trockenem Zustande wird er an seiner Oberfläche zwar spröde und setzt der Verschiebung seiner lose übereinander gelagerten Teile einen nicht unerheblichen Widerstand entgegen; bei seiner Neigung, Wasser aufzunehmen und festzuhalten, befindet er sich aber im Freien nur selten in einem solchen Zustande der Trockenheit; in der Regel ist er feucht, an der Oberfläche schlüpfrig, bei grofsem Wassergehalt durchweicht und aufgelöst, so dafs dann die Reibung in den Berührungsflächen auf ein ganz geringes Mafs herabgemindert ist. Die Wertziffer der Reibung ist bei trockenen Gebirgsarten wenig voneinander verschieden. Sie liegt zwischen 0,6 und 1,1.

Die Störung des Gleichgewichts bei Erdmassen in ihrer natürlichen Lagerung findet teils in der Weise statt, dafs der Zusammenhang der Massenteile gelockert wird und dadurch Ablösungen in der Masse selbst unter Einwirkung bewegender Kräfte entstehen; ferner dadurch, dafs zwischen festeren Erdmassen Trennungsschichten in geneigter Lage vorkommen und dafs in diesen sich Rutschflächen bilden, auf welchen die oberen Massen infolge ihres Gewichtes abwärts gleiten.

Eine Gebirgsart wird um so mehr zu Bewegungen geneigt sein, je leichter eine Verminderung der Reibung und des Zusammenhalts eintritt.

Das Gewicht befördert einerseits den Widerstand gegen eine Bewegung, es vergröfsert die Reibung, andererseits wirkt es als Seitenkraft, auf einer geneigten Gleitfläche als bewegende Kraft.

Ein grofser Unterschied zwischen den Einheitsgewichten der Gesteinsarten besteht nicht. Es wechselt, von den ganz leichten Erdarten, wie Torf, abgesehen, zwischen 1,3 und 2,9. Auch das Gewicht wird durch eine Durchfeuchtung oft bedeutend vergröfsert.

---

[4]) Vergl. F. Toula, Über die Katastrophe bei Brüx. Wien 1896 (S. 35, die Versuche über das Verhalten des Schwimmsandes).

2. Lagerungs- und Schichtungsverhältnisse. Bei der Anlage der Verkehrswege geht man den festen Gebirgsarten, den kristallinischen Massengesteinen bei der Linienführung mit Rücksicht auf die Baukosten meist aus dem Wege. Im allgemeinen bewegt man sich in den oberen Schichten der Erde und namentlich in den Sedimentgesteinen (Absatzgesteinen) und zwar meist in den jüngeren Formationen und Stufen, vorwiegend im Alluvium und Diluvium. Von den Lagerungsformen der Gesteine, die für die Erhaltung des Gleichgewichts der Kräfte von wesentlicher Bedeutung sind, kommt hier die Schichtung in erster Linie in Betracht.

Die Schichtung ist aber die den Sedimentgesteinen eigentümliche Lagerungsform. Sie ist in der Regel eine ebene, gleichlaufende, ursprünglich mehr oder weniger wagerechte. Es sind jedoch auch abweichende Schichtungen, so z. B. die Diagonal- oder Kreuzschichtung, zu berücksichtigen. Vielfach ist die ursprüngliche wagerechte Lagerung gestört. Diese gestörten Lagen, die Schichtenaufbuchtungen, Faltungen, Verwerfungen, Zerreifsungen u. s. f. sind von erheblichem Einflufs auf das Gleichgewicht der Kräfte, indem sich bei geneigter Schichtlage eine Gleitfläche bildet.

Es sei hier daran erinnert, dafs man unter Mächtigkeit der Schicht ihre Dicke, unter dem Hangenden und dem Liegenden die über bezw. unter einer anderen liegende Schicht zu verstehen hat. Unter dem Streichen einer Schicht versteht man ferner bekanntlich den Winkel, den die Schnittlinie einer wagerechten Ebene und der Schichtebene mit dem Meridian, bezw. unter dem Fallen den Winkel, den die Schnittlinie einer zur Streichlinie senkrechten Ebene und der Schichtebene mit der wagerechten Ebene bildet.

Ein mit den Lagerungs- und Schichtungsverhältnissen im Zusammenhang auftretender natürlicher Widerstand ist die Stützung der Widerlager der vorlagernden Bodenmassen. Wenn die Rutschflächen nicht im Tal ausstreichen, so erscheint der zum Abgleiten geneigte Körper gestützt. Um hier Gleichgewichtsänderungen herbeizuführen, genügt schon eine teilweise Entfernung der Stützen (vergl. § 2, Nr. 1 unter β.).

3. Ursachen und Veranlassungen der Bodenbewegungen. Die Forschung nach den Ursachen der Bodenbewegungen hat sich zunächst in zwei Richtungen zu bewegen. Sie zielen nach denselben Gesichtspunkten, nach denen die dynamische Geologie die Gesamtheit der geologischen Vorgänge der Gegenwart und Vergangenheit unterscheidet.

Bei den Vorgängen der ersten Gruppe haben die bewegenden Kräfte ihren Ausgangspunkt aufserhalb des Erdkörpers, bei der zweiten Gruppe dagegen im Erdinnern.

So findet man die natürlichen Ursachen der Bodenbewegungen, mit denen wir uns hier auf der Erdoberfläche zu beschäftigen haben, indem man von denselben Punkten ausgeht. Dem mehr oder weniger vollkommenen Gleichgewichtszustand zwischen den beiden grofsen aufeinanderwirkenden Gruppen von Kräften entspricht die zeitweilige Oberflächengestaltung der Erde. Diese aber für seine Zwecke umzugestalten sucht die willkürliche Tätigkeit des Menschen, der im Kampfe mit den Naturgewalten stehend sein Werk schafft. In dieser Tätigkeit beschlossen liegt die dritte Ursache für unbeabsichtigte Bodenbewegungen, die man richtiger als „Veranlassung“ bezeichnet.[5])

Bei allen Bewegungen des natürlichen Bodens hat man ältere und jüngere zu unterscheiden. Von den ersteren sind manche noch in Bewegung begriffen, manche bereits zur Ruhe gekommen, ihr Gleichgewicht wird aber oft nur durch eine geringfügige Ursache gestört. Andere haben ein vollständiges Gleichgewicht erlangt.

---

[5]) Vergl. F. Toula a. a. O. S. 32.

§ 2. Die natürlichen Ursachen der Bodenbewegungen.[6]) Die Wirkung der von aufsen auf unseren Planeten einwirkenden Kräfte, namentlich die von der Sonne ausgehenden, besteht im wesentlichen darin, unaufhörlich die Stoffe der hervorragenden Teile der Erdrinde zu zerstören und sie in die Tiefenlagen hinabzuführen. Dieser ausebnenden Tätigkeit entgegen arbeiten die im Innern der Erde selbst ihren Ursprung habenden Kräfte, wie vulkanische Ausbrüche, Erdbeben, Hebungen und Senkungen und die gebirgsbildenden Vorgänge.

In letzter Linie lassen sich fast alle von äufseren Kräften verursachten Erdbewegungen auf die Erwärmung der Erdoberfläche durch die Sonne zurückführen, die den Kreislauf des Wassers und die Bewegung der Luft — die Winde — sowie das organische Leben erzeugt. Als die nächste Hauptursache der oberflächlichen Erdbewegungen mufs das Wasser angesehen werden.

1. Die Wirkung des Wassers und der Luft. a) Oberirdisch übt das Wasser im flüssigen, festen und gasförmigen Zustand in Verbindung mit der Luft und Wärme sowohl auf chemischem als mechanischem Wege fortwährend eine umgestaltende Wirkung auf die Erdoberfläche aus. Die chemische Einwirkung zeigt sich oberirdisch

α. als Verwitterung. Die Verwitterung ist jedoch keine rein chemische Wirkung des reinen oder mit Gasen (Kohlensäure und Sauerstoff) beladenen Wassers, das auf zahllosen feinen Spalten, Rissen, Klüften und Schichten in das Gestein eindringt und seine Bestandteile löst und umbildet. Es kommen ihm noch mechanische Kräfte zu Hülfe, insbesondere die Eigentümlichkeit des Wassers, sich beim Gefrieren und zwar gewaltsam auszudehnen. Alle Bodenarten, welche Wasser in sich aufzunehmen vermögen, werden ferner durch die Einwirkungen des Frostes beeinflufst. Wie das Wasser beim Gefrieren seinen Rauminhalt vergröfsert, so geschieht es auch mit den durchweichten und durchnäfsten Erdarten. Beim Auftauen haben die Massenteilchen das Bestreben, ihren ursprünglichen kleineren Rauminhalt wieder anzunehmen, verlieren dabei ihren Zusammenhang, werden gelockert und erleiden so eine Verminderung des Zusammenhalts. Auch schon starke Wärmeschwankungen begünstigen die Verwitterung nachgewiesenermafsen. Wind und Regen befördern durch die Fortführung der verwitterten Teilchen den Vorgang. Aber auch die Tätigkeit der organischen Welt, der Pflanzen und niederen Tiere helfen mechanisch zerstörend und chemisch zersetzend — humusbildend — mit.

Im Hochgebirge bilden sich infolge von Verwitterung Sturzgebiete und Trümmerströme.

Unter solchen Schuttbewegungen der losen Schutt- und Geröllmassen, welche sich an den Gehängen der Gebirge anhäufen, unterscheidet man Schuttstürze und Schuttrutschungen oder Erdschlipfe.

Die von den Felsen sich ablösenden Trümmer häufen sich bei dem Eintritt in ein weiteres Tal zu einem allmählich sich erweiternden Schuttkegel an. Nicht immer aber geht die Ablagerung mit solcher Regelmäfsigkeit von statten; plötzlich entstehende Ablösungen veranlassen die Bildung unregelmäfsiger Hügelformen mit zwischenliegenden Vertiefungen. Der stetige Wasserabzug wird gehemmt, die Massen werden durchweicht, lösliche Teile ausgewaschen und in den unteren Schichten als Schlamm abgesetzt. So bereitet sich langsam, oft erst im Laufe vieler Jahre, ein Zustand vor, bei

[6]) Vergl. M. Neumayr, Erdgeschichte. Leipzig 1897. — E. Kayser, Lehrbuch der allgemeinen Geologie. Stuttgart 1893.

dem es schliefslich nur noch eines Übermafses von Nässe, einer hinzutretenden Belastung, einer Verminderung der Widerstände oder ähnlicher Veranlassungen bedarf, um die Massen in Bewegung zu setzen. Schuttrutschungen und Schuttstürze entstehen daher vorzugsweise in besonders nassen Jahren, meist im Spätsommer nach schweren Regenfällen und im Frühjahr nach eingetretenem Tauwetter.

In der Regel findet mehr ein allmähliches Gleiten, nicht ein plötzliches Stürzen statt, das allerdings oft unaufhaltsam zerstörend und verwüstend fortschreitet. Meist geben sich Abrutschungen zuerst durch Spaltenbildungen im oberen Teil des Rutschgebietes zu erkennen, während am Fufse der Boden wulstig aufgeschoben wird. Beispiele solcher Schuttbewegungen sind diejenigen von Bilten, Kanton Glarus vom Jahre 1868, von Caub am Rhein von 1876 und der von Herdern, Kanton Thurgau von 1876. Hierher gehören auch die Erdbewegungen am Zuger See von 1887, welche eine ganze Häusergruppe der Stadt Zug zum Versinken brachte. Ebenso die Rutschung am Züricher See bei Horgen, die im § 10 nähere Darstellung findet und diejenige von Vevey aus dem Jahre 1877. Nach Heim lag in Zug ebenso wie an den beiden anderen Orten die Ursache in dem Vorhandensein von weichem Seeschlamm unter jüngerem, festerem, aufgelagertem Boden.[7])

Am Grunde der Seen lagert sich fortwährend ein feiner Schlamm ab. Wenn nun ein Bachschuttkegel oder ein Flufsdelta in den See hinaus vorrückt, so lagert sich das grobe oder feine Geschiebe auf den Seeschlamm. Teilweise wird der Seeschlamm dadurch zusammengepreſst und verfestigt sich mehr und mehr. Teilweise aber weicht er der Last und wird von den Geschiebeablagerungen ausgequetscht. Dies geschieht ruckweise. Es genügt nur eine geringe Störung, wie Zunahme der Belastung, eine Erschütterung, z. B. durch Rammarbeiten, wie in Zug beim Brückenbauen, Abnahme des Wassergegendruckes oder dergl., um die Massen aus dem Gleichgewicht zu bringen (vgl. auch § 10).

In Zug war die Bodenbewegung eine fast senkrechte; das Mafs des Sinkens betrug 7—8 m, der alte Seeschlamm wich flach seewärts aus. Die Einsturzfläche des Seerandes betrug 9,1 Ar.

Bergstürze. Bisweilen lösen sich auch sowohl infolge der Verwitterung, als auch infolge der Talbildung umfangreiche gewaltige Bergmassen auf einmal los und stürzen herab, auf ihrem Wege alles zerstörend und verheerend. Die Veranlassung solcher Bergstürze kann sehr verschiedener Art sein.

Die Felsbewegungen stellen sich teils als Rutschungen (Felsschlipfe) auf den geneigten Schichten dar, nach welchen der Fels abgelagert ist, teils als Felsstürze (Bergfälle), bei welchen die Trennung der Massen meist nach unregelmäfsigen, quer durchsetzenden Klüften und Spalten erfolgt. Erstere treten häufig da auf, wo die Schichten in der Richtung des äufseren Abhanges geneigt sind, aber weniger als dieser selbst, so dafs die oberen, durch Spalten und Risse abgetrennten und bei der Talbildung ihres Stützpunktes beraubten Massen nur noch durch Reibung in ihrer Lage erhalten werden. Wird nun die Reibung zwischen den einzelnen Schichten dadurch, dafs Wasser in die Schichtfugen eindringt oder dafs zwischenliegende Tonschichten erweicht werden, soweit vermindert, dafs die Schwerkraft sie zu überwinden vermag, so gelangen die oberen Massen auf ihrer Unterlage in Bewegung, zuerst langsam, allmählich schneller und oft bis zu einer grofsen Geschwindigkeit beschleunigt.

Bei den eigentlichen Felsstürzen ist das Wasser nicht von so unmittelbarer Wirkung, wie bei den übrigen Arten von Bergstürzen. Wenn es auch durch Eindringen

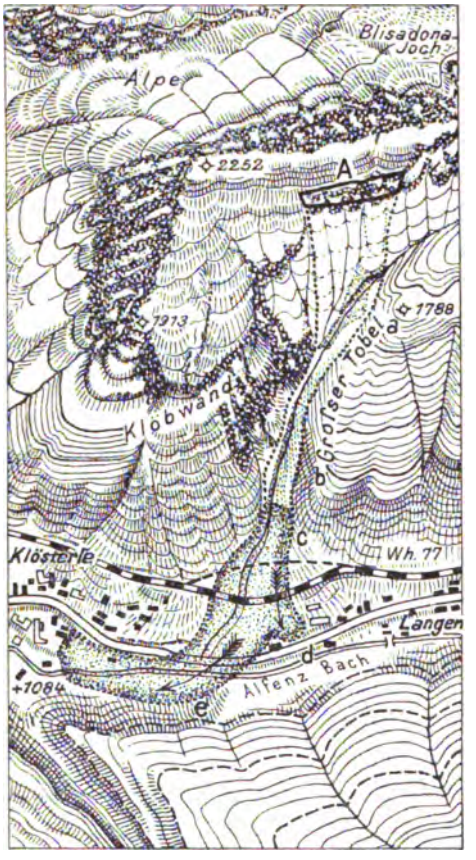
[7]) Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 285.

in die Felsspalten und durch Gefrieren zur Lockerung der Massen wesentlich beiträgt, so ist doch die Durchnässung kein Erfordernis für die Bewegung selbst, die vielmehr bei grofsen Felsbrüchen vielfach unter Aufwirbeln von Steinstaubwolken als ein mächtiger Strom von Gesteinstrümmern sich vollzieht.

Sowohl bei Bergstürzen und Rutschungen unterscheidet man das Abrifsgebiet, die Sturzbahn, und das Ablagerungsgebiet, die in Abb. 1 u. 2, sowie besonders deutlich bei dem Bergsturz von Elm (s. Abb. 8) zu verfolgen sind.

Kein Bergsturz tritt aber plötzlich ein; Vorzeichen fehlen nie, indem sich der Abbruch langsam vorbereitet.

Abb. 1. *Lageplan des Bergsturzes bei Langen an der Arlberg-Bahn.*



Der grofsartigste vorhistorische Bergsturz ist der von Flims in Graubünden. Durch die abgestürzten Massen hat sich der Rhein mit tiefen Schluchten hindurchgenagt. Die Besucher der Albula-Bahn können bei Reichenau und Bonaduz das Sturzgebiet mit dem talsperrenartigen Hügel verfolgen.

Unter den Bergstürzen neuerer Zeit ist derjenige von Goldau in der Schweiz vom 2. Sept. 1806 zu erwähnen, wo grofse Massen tertiärer Nagelfluhe auf einer durch Regen- und Schneewässer durchweichten Mergelbank von dem 1567 m hohen Abhang des Rofsberges ins Gleiten kamen und etwa 1000 m tief ins Tal niedergingen.

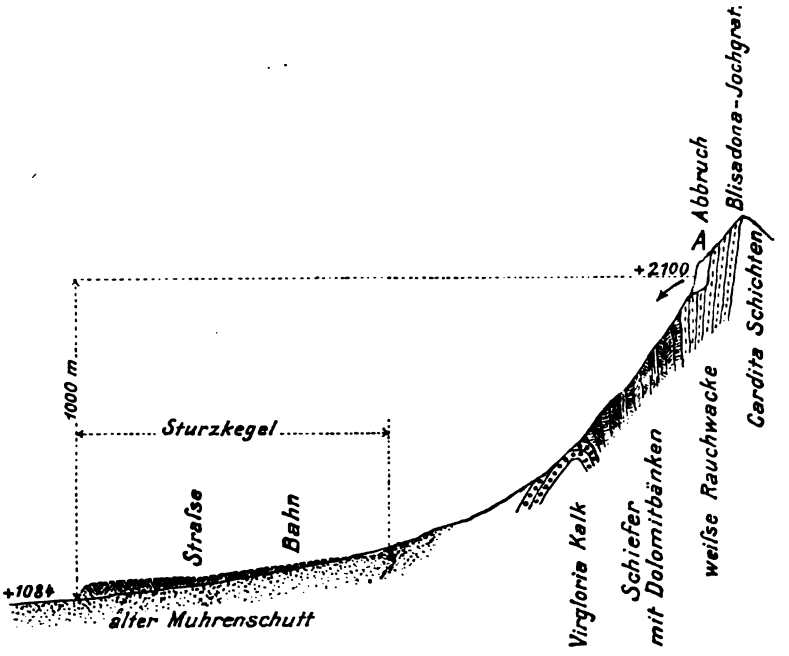
Der Bergsturz von Elm bei Glarus in der Schweiz aus dem Jahre 1881 ist im § 3 erwähnt.

Weniger durch die Gröfse der bewegten Massen als durch die eigentümliche Veranlassung verdient der am 9. Juli 1892 erfolgte Bergsturz von Langen an der Arlberg-Bahn Beachtung. Die aus Kalkstein und Rauchwacke bestehenden Schichten am Kamm der Blisadona (vergl. Abb. 1 u. 2) stehen fast senkrecht mit einer geringen Neigung nach dem Tale zu. Die austiefende Kraft des Wassers — die Erosion — konnte leicht den Zusammenhang der frei aufragenden Tafeln lockern. Ein Teil des Felsabhangs wurde durch eine tiefe, nach der Schichtfläche verlaufende, 1891 schon vorhandene Kluft gelöst und durch die Schwere talwärts gezogen. Die Schichten wurden abgeknickt und brachen an den Köpfen quer ab. Von dem steilen Kamm löste sich in einer Höhe von 2100 m eine ungefähr 20 m mächtige Gesteinsmasse los und ging 1000 m durch die grofsen Tobel in das Tal nieder, die Reichsstrafse und die Arlberg-Bahn 3,3 m hoch auf eine Länge von 300 m überschüttend.

β. Die mechanische Tätigkeit des Wassers. Das Regenwasser hat unmittelbar nur geringe mechanische Wirkungen. Die Verwitterung bereitet die weitere austiefende Tätigkeit des Wassers vor, welche in der mechanischen Zerkleinerung und Beförderung der Gebirgsteile besteht, einen Vorgang, den man bekanntlich als Erosion bezeichnet. Das sich sammelnde Niederschlagswasser wirkt, dem Gesetz der Schwere folgend, auf weiche Gebirge unmittelbar erweichend und lösend ein und führt es teilweise mit sich fort. Auch die verwitterten Bodenteile fester Gebirgsarten — Schutt — werden mitgenommen und zerstören unterwegs selbst auch festes Gestein.

Im Hochgebirge führen die Wildbäche bei plötzlichen Niederschlägen oder rascher Schneeschmelze Massen von Gerölle in die Tiefe, die sich unter Umständen

Abb. 2. *Gebiet des Bergsturzes bei Langen an der Arlberg-Bahn.*



zu einem Schlamm- und Schuttstrome und den sogenannten Murgängen verdichten und an seiner Einmündung in das weitere Tal oder einen See den Schuttkegel ablagert (vergl. unter α., S. 200). So entstehen die gefürchteten Murbrüche.

Die Flüsse schneiden ihr Bett im allgemeinen in ihrem Oberlaufe immer tiefer ein, bewegen die Gerölle in ihrem Mittellauf und lagern dieselben, ihr Bett erhöhend, zerkleinert in ihrem Unterlaufe ab. Auf diese Weise bildet sich das Tal. Besonders stark ist die austiefende Wirkung des Wasserlaufes, wo er über eine Talstufe wegfällt. Das Wasser schneidet sich ein und der Wasserfall verlegt sich nach rückwärts, der Unterlauf verlängert sich.

In den unteren Teilen der Flufsläufe wirkt das strömende Wasser hauptsächlich seitwärts, durch Unterwaschung der Ufer und der Flufs verlegt sein Bett. Da wo der Flufs auf einen Widerstand stöfst, wird eine Schleifenbildung veranlafst. Auf der äufseren Seite der Biegung wird das Ufer unterwaschen, auf der inneren Seite entstehen Ablagerungen. Starke Ablagerungen von Sinkstoffen (auch fremde Schuttablagerungen) können den Flufslauf verschlämmen und Flufsablenkungen zur Folge haben; ebenso können sich das Flufsbett und die Ufer erhöhen. An der Mündung der Flüsse in Binnenseen oder das Meer entstehen durch die Ablagerungen das Schwemmland — die Deltabildungen.[8])

Abb. 3. *Unterwaschung eines Lehnenfufses im Silltal an der Brenner-Bahn.*

Wie das fliefsende Wasser eine Lehnenrutschung durch Beseitigung des Widerlagers herbeiführen kann, zeigt uns Abb. 3, der Querschnitt

[8]) Vergl. Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Teil III: Wasserbau.

des Silltales mit dem Mühltal-Tunnel der Brenner-Bahn. Der Abhang, an welchem die Bahn hinläuft, besteht aus Tonglimmer-Schiefer. Der ganze Abhang ist mit Gesteinstrümmern bedeckt, welche infolge der Unterwaschung durch die Sill nach abwärts sich bewegen.

Auch die Meeresbrandung in Verbindung mit den mitbewegten festen Körpern wirkt auswaschend, auflockernd und zertrümmernd auf das Gestein; die mechanische Wirkung wird unterstützt durch die chemische, namentlich infolge des Salzgehaltes und der Tätigkeit der Organismen. Ebenso sind Ebbe und Flut, wenn auch weniger stark, auswaschend und vertiefend tätig, insbesondere im Wattenmeere und in den Flufsmündungen.

b) Die unterirdische Tätigkeit des Wassers. Während ein Drittel von der Niederschlagsmenge verdunstet, sickert durchschnittlich ein Drittel in die Tiefe — mehr oder weniger — je nach der Durchlässigkeit des Gesteins auf Widerstand stofsend. Auch felsige Bodenarten, so namentlich die Kalke und Dolomite, nehmen infolge der Schichtung, Zerklüftung und Spaltenbildung Wasser auf. In hohem Grade durchlässig sind lose Gerölle und Sandboden, während Ton, Mergel und Lehmboden, zumal wenn sie schon eine gewisse Menge von Wasser aufgenommen haben, im höchsten Grade undurchlässig sind.

Das eingesickerte Wasser geht nun, dem natürlichen Zuge der Schwere folgend, in die Tiefe, bis es auf eine undurchlässige Schicht gelangt und sich auf dieser als Grundwasser ansammelt, abläuft und als Quellen zu Tage tritt, gelöste Stoffe zu Tage fördernd.[9]) Je verwickelter die Lagerungsverhältnisse sind, desto weniger übersichtlich wird die Wasserführung der Schichten, namentlich wenn sich das Wasser in Klüften oder Höhlen verläuft. Hier liegt auch die Möglichkeit der unterirdischen Fortführung leicht löslicher Bodenmassen, z. B. von Schwimmsand, vor, wodurch Hohlräume und in der Folge Tagesbrüche entstehen (vergl. § 3 unter 2.). Hier ist die Feststellung des geologischen Baues der Erdkruste von der gröfsten Bedeutung.

Die zerstörende Wirkung des unterirdisch sich bewegenden Wassers beruht neben einer rein mechanischen Tätigkeit auf der chemischen Lösung der Gebirgsbestandteile. Namentlich in Steinsalz und Gips werden oft unterirdische Hohlräume ausgelaugt.[10])

So bewirkt das versickernde Wasser in Verbindung mit der Kohlensäure unterirdisch die Bildung von Flufsläufen, Wasserbecken und Höhlen, besonders im Kalkgebirge, Dolomit und Zechstein, z. B. in der fränkischen Schweiz und im Karstgebiet von Krain und Istrien. Die Höhlen können einen Zusammenbruch des überliegenden Gesteins zur Folge haben; z. B. sollen im Karstgebiet auf diese Weise Häuser mit den Bewohnern plötzlich in den Abgrund gerissen worden sein.[11]) Oft kommt es infolge des Einsturzes zu blinden Tälern. Die Höhlenbildung kann abgeschlossen sein, wie bei den Tropfsteinhöhlen, oder sich noch fortsetzen, bis ein zu Tage reichender trichterförmiger Bruch, ein Erdfall entsteht.

Erdfälle über Tage, plötzlich versiegende fliefsende Gewässer, unterirdische Verbindung benachbarter Teiche lassen auf Höhlen im Gebirge schliefsen. Abb. 4[12]) zeigt eine 13 m hohe Tropfsteinhöhle am Karst, während Abb. 5[12]) eine in einem Anhydrit-

---

[9]) Vergl. auch den Godesberger Bergrutsch (S. 205).

[10]) Vergl. W. Ule, Die Mansfelder Seen. Halle a. S. 1888. Über die aus ähnlichen Ursachen abgeleitete Entstehung der Mansfelder Seen.

[11]) Neumayr a. a. O. I. Bd. S. 503.

[12]) F. Rziha, a. a. O. Bd. II, S. 240, 281 u. 374.

Abb. 4.
Tropfsteinhöhle am Karst.

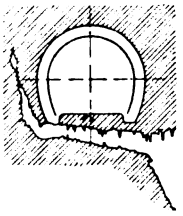
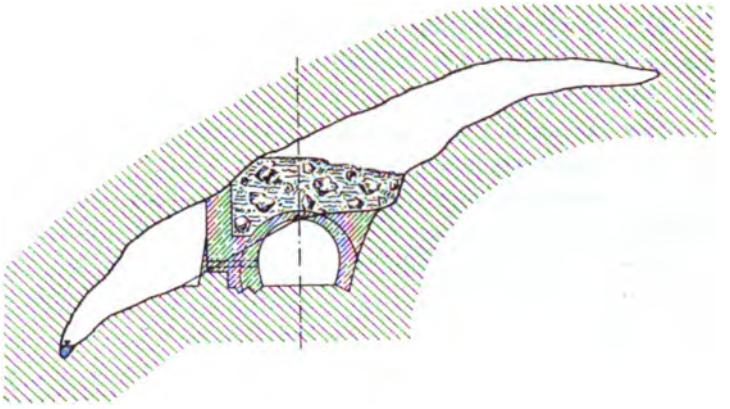


Abb. 5. *Höhle im Anhydrit bei Walkenried.*

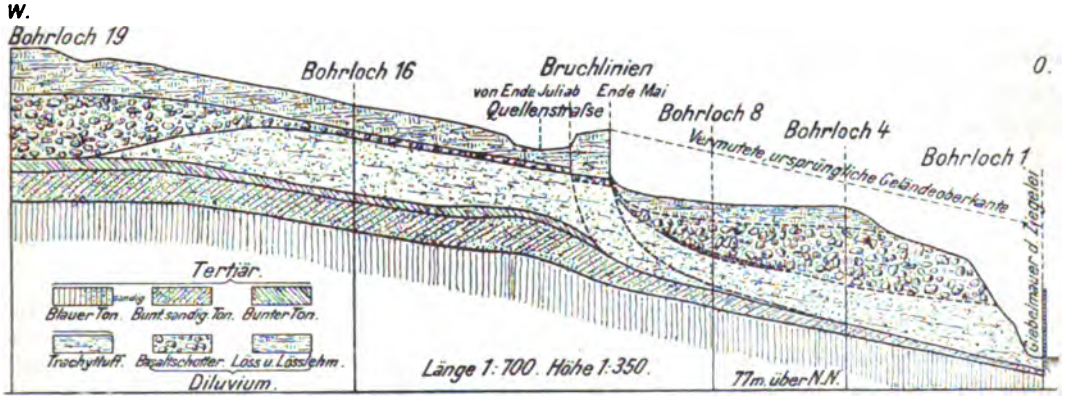


berg beim Tunnelbau bei Walkenried erschlossene Höhle darstellt, die noch in Vergrößerung begriffen ist.

Vermehrung des Rauminhalts — Blähungserscheinungen — werden bei manchen Gesteinen durch Wasseraufnahme veranlaßt, wie bei der Umwandlung des Anhydrits in Gips. Auch aus dieser Ursache entstehen Höhlenbildungen und Bodenbewegungen, letztere dann, wenn die Vergrößerung des Rauminhalts durch die umgebende Gebirgsmasse gehindert wird.

Rutschungen auf Gleitschichten und aufsteigende Bewegungen. Dort wo das einsickernde Wasser, in einer durchlässigen Schicht geführt, auf einer undurchlässigen Schicht hinstreicht, indem dieselbe schlüpfrig wird, gibt es leicht zur Bildung von Gleit- bezw. Rutschflächen Veranlassung. Diese Bewegungen findet man an Berg- und Hügellehnen. Als ein Beispiel sei hier der Godesberger Bergrutsch aus den Jahren 1900 bis 1901 genannt[13]) (vergl. Abb. 6). Hier liegt eine mächtige Grundwasser führende Schotterschicht auf verwittertem Trachyttuff und dieser wiederum auf unter 11% schräg geneigter undurchlässiger Unterlage aus buntem Ton.

Abb. 6. *Der Godesberger Bergrutsch von 1900.*



Aus ähnlicher Veranlassung ist bei Ausführung eines Einschnittes beim Bahnhofsumbau in Wiesbaden im Jahre 1903 eine erhebliche Rutschung von Löfslehm auf

[13]) Verhandlungen des naturhistorischen Vereins der preufsischen Rheinlande. Bonn 1904. S. 9.

fettem Kalkmergel entstanden, dem durch eine auskeilende Schicht von Mosbacher Sanden das Wasser zugeführt wurde.

Die abwärtsgehenden Bewegungen können senkrecht aufsteigende zur Folge haben, wenn die bewegte Erdmasse in ihrem unteren Teile auf Widerstände stöfst, welche hemmend wirken.

Das Heben des Bodens kann aber auch durch Wasserdruck veranlafst werden, wenn die undurchlässigen Bodenschichten einen von Höhen eingeschlossenen Kessel bilden, in welchen die herabgeschwemmten, gelösten Bodenteile sich sammeln und eine halbflüssige Masse unter einer darüberliegenden festen Kruste bilden. Es wird dann, wie z. B. in den Schlammbädern in Kovászna bei Kronstadt in Siebenbürgen, eine fortwährende gleichmäfsige oder einseitige oder ungleichförmige Hebung solcher Talbecken stattfinden.[14])

c) Dauer und Umfang der unter a) und b) erwähnten Bodenbewegungen. Die Dauer einer Bodenbewegung hängt von der Masse und Ausdehnung derselben ab; sie wird so lange dauern, bis die bewegliche Masse einen Stützpunkt gefunden oder das Gleichgewicht durch Ausbreitung und Ablagerung erreicht hat.

Die Gröfse und Stärke der Bewegung hängt von der Flächenausdehnung, den geologischen Verhältnissen und ganz besonders von der Tiefenlage der wasserführenden Schicht ab.

Beim Arlberg wird das Ablagerungsgebiet auf 150000 qm, die abgestürzte Masse auf 250000 cbm geschätzt, die sich durch Mitreifsen und Ausschürfen auf etwa das Doppelte vergröfserte. Die bewegten Massen des Bergsturzes von Elm wurden zu 10, der von Flims auf 15000 Millionen cbm angegeben. Bei den Bergstürzen vollzieht sich die Bewegung nach grofser Geschwindigkeit in kürzester Zeit, bei den Rutschungen auf Gleitflächen langsamer, je nach der Steigung der Schichten und deren geologischen Beschaffenheit.

Oft trifft man bei Anlage von Verkehrswegen auf schon über lange Zeiträume andauernde Bewegungen, die noch nicht zur Ruhe gelangt sind, sich vielmehr immer von neuem wiederholen. Solche Bewegungen finden sich z. B. in Rheinhessen.

Der Querschnitt in Abb. 7 gibt die geologische Schichtung durch den Cerithienkalk und Cyrenenmergel des Mainzer Beckens.[15]) Die im Cyrenenmergel vorkommenden, meist hellgrauen Schleichsande sind sehr feinkörnige und tonige Quarzsande, die bei Wasserzutritt, wie er sich hier findet, leicht ins Fliefsen geraten. Die Lage der leicht erweichbaren Cyrenenmergel über den Schleichsanden und unter dem zerklüfteten wasserdurchlässigen Kalk hat häufig zu gröfseren oder kleineren Bergrutschen Veranlassung gegeben. Die durchfeuchteten und plastisch gemachten Lettenbänke rutschten aufeinander und auf den losen Sanden ab, durch den Druck des überlagernden Gesteins wird das Ausquellen des Schleichsandes und damit die Bodenbewegung überhaupt gefördert. Das feste Gestein selbst spaltet am Plateaurand ab und mehr oder weniger grofse Gesteinsmassen gleiten auf dem schlüpfrigen Boden talwärts.

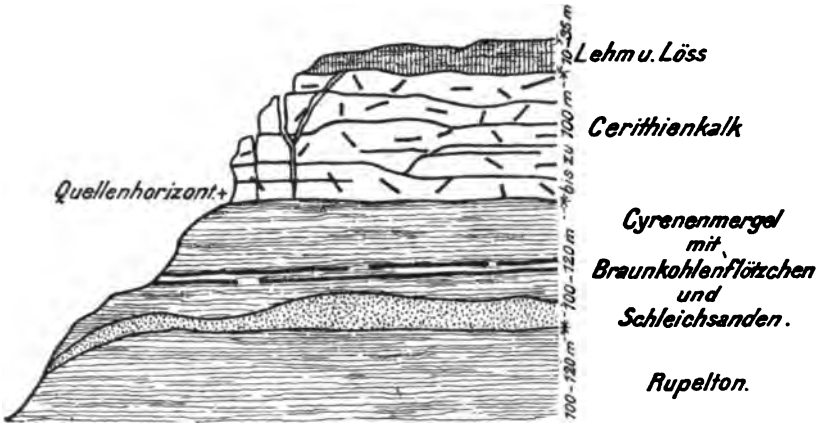
So z. B. rutschten schon 1783, später 1845 und 1881 Cyrenenmergel in der Gemarkung Dienheim bei Oppenheim auf die diluvialen und alluvialen Anschwemmungen der Rheinebene herab, mächtige Schichten von gelben Schleichsanden blofslegend. Auch im Jahre 1900 bis 1902 rutschte die Kreisstrafse Moelsheim-Zell auf 80 m Länge und ist für den Fuhrwerksverkehr unbrauchbar geworden.

---

[14]) A. Lorenz, Entwässerungs- u. s. f. Arbeiten im Rutschgelände. Zürich 1876. S. 8.

[15]) Vergl. A. Steuer, Exkursionsbericht im Berichte des Oberrheinischen geologischen Vereins. Stuttgart 1904. Dem Berichterstatter verdanken wir den geologischen Querschnitt. — Vergl. auch das Beispiel einer Dammrutschung auf Cyrenenmergel in § 11 unter No. 4.

Abb. 7. *Anhaltende Bodenbewegung in Rheinhessen (geologischer Querschnitt).*



Die Bewegung dieser ausgedehnten, schon seit langer Zeit im Abgleiten befindlichen Erdmassen wird auch in Zukunft nicht dauernd verhindert werden können.[16])

d) Die Tätigkeit des Wassers in der Form von Schnee und Eis. Die Lawinen des Hochgebirges führen oft viel Gestein zu Tal. Von erheblicherer Bedeutung sind jedoch die langsam fliefsenden Eisströme — die Gletscher, welche Schuttanhäufungen mit sich führen und an ihrem Ende als Moränen anhäufen. Da Lawinenstürze und Schneewehen mit ihren Schutzanlagen im V. Teil des Handbuchs, Kap. XII: „Mittel zur Sicherung des Eisenbahnbetriebes“[17]) des näheren erörtert sind, kann dieser Gegenstand hier übergangen werden.

2. Die Wirkung des Windes. Dünenbildung und Wanderung. Gesteinstrümmer, aus losen unzusammenhängenden Teilchen bestehend, wie Sand, werden vom Wind fortbewegt und je nach ihrem Gewicht in mehr oder weniger grofser Entfernung abgelagert als Strand- oder Inlanddünen oder als Löfs-, Staub-, Aschen- und Tuffablagerungen. Aber auch vermittelst der mitgeführten festen Teile werden zerstörende Erosionserscheinungen, namentlich in der Wüste, durch den Wind hervorgerufen.

Die Ablagerung des Sandes an einem Hindernis gibt Anlafs zur Dünenbildung. Durch die Wanderung gegen das Inland werden bekanntlich die Dünen an der Küste in hohem Mafse schädlich[18]), so z. B. auf der Nehrung am Kurischen Haff, wo die Düne über ganze Ortschaften, sie begrabend, hinweggewandert ist.

3. Einwirkung der vulkanischen Ausbruchstätigkeit und die Bewegungen der Erdrinde. Das Ergebnis der neueren Forschung geht bekanntlich dahin, dafs nicht nur die vulkanischen Vorgänge und die Erdbeben, sondern auch die Gebirgsbildung auf eine gemeinsame Grundursache, die fortschreitende Abkühlung und Schrumpfung der Erde, zurückzuführen sind.

a) Die Vulkane verändern die Erdoberfläche und sind die Veranlassung mächtiger Bodenbewegungen, indem sie grofse Bergkegel anhäufen und aus der Tiefe neben Dämpfen, heifses Wasser, Steinchen, Bomben, fremde Blöcke, Asche und Lava auswerfen und auf der Oberfläche ausbreiten.

---

[16]) Vergl. R. Lepsius, Das Mainzer Becken. Darmstadt 1883. S. 84.

[17]) Vergl. die vorläufige Sonderausgabe des Handbuchs: E. Schubert, Schutz der Eisenbahnen gegen Schneeverwehungen und Lawinen. Leipzig 1903.

[18]) Vergl. Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Teil III: Wasserbau.

Die zähen, weifsglühenden Lavaströme bewegen sich ausnahmsweise mit einer Geschwindigkeit bis zu 30 km in der Stunde, erstarren rasch an der Oberfläche, langsam im Innern.[19]) Auch hier hilft das Wasser zerstörend wirken, indem die durch die ausströmenden Wasserdünste sich bildenden Regengüsse, für sich allein oder mit Asche zu Schlammströmen gemengt auch Überschwemmungen veranlassend, fast ebenso gefährlich werden als die Lavaströme. Auch Steinströme kommen an den erodierten javanischen Vulkanen vor.

Zutreffende Voraussagungen von Ausbrüchen lassen sich kaum machen, wenn auch häufig Erdbeben vorausgehen.

b) Die Erdbeben. Diese Erschütterungen des Festlandes oder des Meeres (Seebeben) sind ein Teil jener Bewegungen, welche durch im Erdinnern wirksame Kräfte hervorgebracht werden und die Erdoberfläche langsam, aber stetig umgestalten. Sie gehören zu den häufigen und verbreiteten Erscheinungen, die in ihren Wirkungen furchtbarer sind als die vulkanischen Ausbrüche selbst. Abgesehen von den eingangs erwähnten gebirgsbildenden Vorgängen, welche die sogenannten tektonischen Erdbeben hervorrufen, sucht man die Ursachen in den vulkanischen Ausbrüchen (Explosionsbeben) und schliefslich in der auslaugenden Tätigkeit des Wassers, welche Hohlräume bildet, deren Einsturz die dann mehr örtlichen Erschütterungen erzeugt (Auswaschungsbeben).

Hinsichtlich der Häufigkeit des Auftretens der Erdbeben, der Gröfse der erschütterten Fläche, ferner der Dauer und Zahl der Stöfse, der Stärke der Erschütterungen, sowie der Art der Bewegung und ihrer Fortpflanzungsgeschwindigkeit wird auf die angeführten geologischen Handbücher verwiesen.

Erdbeben bringen bleibende Änderungen in der Bodengestaltung hervor. Es entstehen Risse und Spalten, Bergstürze[20]), wagerechte und lotrechte Verschiebungen; es bilden sich Teiche, Seen und Wasserbecken, kraterartige Sandkegel, Hebungen und Senkungen. Bemerkenswert sind die oft eintretenden Quellenstörungen.

Beispiele. In der Mino-Owari-Ebene in Japan hat sich 1891 eine tektonische Störung — das grofsartigste bekannte Erdbebenereignis — vollzogen. Der Boden zerriſs und längs der entstandenen, 64 km langen Spalte sank eine der beiden Flanken des Landes stufenweise, an einzelnen Stellen um 6 m ab — die Verwerfung am Neo bildend. Mit der Spaltung war eine wagerechte Verschiebung von 1 bis 4 m verbunden. An einer Stelle aber, bei Midori, ist das Land gehoben worden. Die leichten Fachwerkbauten ganz nahe der Zerstörungszone haben die Erschütterung verhältnismäfsig gut ertragen. Fast 200000 Gebäude wurden vernichtet, mehr als 7000 Menschen getötet und mehr als doppelt so viel verwundet. Alle Bewässerungsanlagen wurden zerstört, Flüsse zu Seen aufgestaut u. s. f.[21])

Ähnliche Erscheinungen hat man 1892 in dem Grenzgebiet zwischen Afghanistan und Beludschistan beobachtet. Die dort entstandene 20 km lange Spalte schneidet die Eisenbahnlinie bei Sanzal unter einem Winkel von etwa 20°. Dort wurden die Schienen nach Osten geknickt und wie Draht in Schlangenwindungen gebogen. Die Linie wurde um 80 cm verkürzt und westlich der Spalte hatte sich der Boden gesenkt.[22])

Schutz der Bauten gegen die Wirkung der Erdbeben. In Japan schützt man sich vor den Wirkungen der Erdbeben durch eine geeignete Bauart der Häuser, indem man die Verbindungen in Holzbau und bei Eisenbauten beweglich herstellt. Steinbauten haben sich schon lange als viel weniger widerstandsfähig gegen Erdbeben erwiesen wie Holzbauten (vergl. auch § 3 unter 2., Mafsnahmen gegen die Wirkungen von Bodensenkungen bei Hoch- und Brückenbauten).

---

[19]) Vergl. M. Neumayr-Uhlig, Erdgeschichte. Leipzig und Wien 1897. I. S. 147, Abbildung des Lavastromes des Vesuvs in Massa vom Jahre 1875.

[20]) So z. B. der Bergrutsch des Dobratsch bei Villach in Kärnten; vergl. Neumayr a. a. O. S. 308.

[21]) Vergl. Franz Toula, Über Erdbeben u. s. f. Wien 1895. S. 11.

[22]) Vergl. Neumayr a. a. O. S. 321 u. 323, mit Abbildungen.

c) Hebungen und Senkungen. Im allgemeinen weisen gefundene Tatsachen auf ein Ansteigen des Landes oder ein Sinken des Wassers in den höheren nördlichen und südlichen Breiten hin. Um den Äquator scheint das Land zu sinken und der Wasserspiegel anzusteigen. Durch eine langsame Hebung grofser Kontinentalschollen in hohen Breiten und eine fortschreitende Senkung am Äquator verschiebt der Strand sich negativ oder positiv. Hebungen und Senkungen vollziehen sich noch in der Gegenwart langsam fortdauernd oder plötzlich, oft in Verbindung mit Erdbeben oder vulkanischen Ausbrüchen mit ihnen auf einer gemeinsamen Ursache beruhend.

§ 3. Durch Tätigkeit des Menschen herbeigeführte Veranlassungen zu Erdbewegungen. Die durch das Eingreifen des Menschen, nicht durch innere Ursachen herbeigeführten Störungen des Gebirgs-Gleichgewichtes werden veranlafst

1. durch Kunstbauten aller Art auf der Erdoberfläche, insbesondere durch Ausführung von Verkehrswegen und gewerblichen Anlagen zur Gewinnung von nutzbaren Stoffen, z. B. von Steinbrüchen, Gruben;
2. durch unterirdische Bauten, Bergwerke, Tunnelanlagen u. dergl.

Die Herbeiführung der Bodenbewegungen geschieht hierbei im allgemeinen

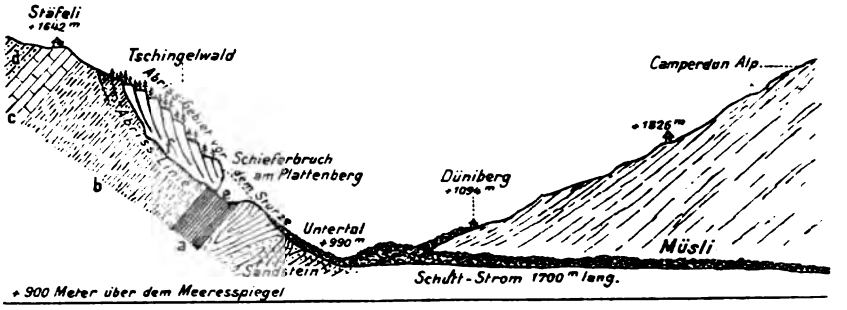
a) durch Entfernung stützender Massen,

b) durch Vergröfserung der Belastung

im Zusammenhang mit einer Störung des ober- oder unterirdischen Wasserlaufes.

1. **Kunstbauten an der Erdoberfläche.** Die Bewegungen des Bodens, welche beim Bau von Verkehrswegen u. s. f. vorzukommen pflegen, sowohl veranlafst durch Fortnahme der stützenden Massen, als durch Vergröfserung der Belastung, werden im folgenden Paragraphen des näheren besprochen. An dieser Stelle werde daran erinnert, dafs auch die in § 2 unter 1. a) α. behandelten Bergstürze durch solche äufsere Ursachen veranlafst werden können.

Abb. 8. *Sturzweg des Bergsturzes von Elm (Kanton Glarus).*



So z. B. ist der Bergbruch von Caub a. Rh. vom 10. März 1876 und der Bergsturz von Elm im Kanton Glarus 1881 durch Schieferausbeute, der von Plurs durch Ausbeute von Lavezstein hervorgerufen, jedenfalls aber wesentlich befördert worden. Von dem letzteren Bergsturz ist in Abb. 8 ein Schnitt durch die Nische des Ausbruchs, ferner durch den unterhöhlenden Schieferbruch bei *e*, durch den Sturzweg und den 200 bis 500 m breiten Schuttstrom mit der am Düniberg 100 m über den Talboden ähnlich wie bei einer Gletscherlawine hinaufgehenden Brandung gezeigt.[23]) Auch die in § 2 unter 1. b) (S. 205) erwähnte Rutschung von Godesberg ist dadurch veranlafst, dafs der in einer Mulde über dem geneigten blauen, wasserundurchlässigen Ton liegenden Trachyttuffablagerung, welche durch das aus der übergelagerten Schotterschicht eingedrungene Grundwasser aufgeweicht und verwittert ist, durch

[23]) Vergl. Der Bergsturz von Elm. Denkschrift von E. Bufs u. A. Heim. Zürich 1881, und A. Heim in der Zeitschr. der Deutschen geologischen Gesellschaft, 1882.

den Abbau des Tones für Ziegeleizwecke am tiefsten Punkt der Mulde das Widerlager genommen wurde. Die Folge davon war das Herausquellen des Trachyttuffs und das Abwärtsschieben der darüber lastenden Erdschichten.[24])

2. Auch **unterirdische Bauten** veranlassen durch Fortnahme der stützenden Massen unmittelbar oder mittelbar, z. B. durch Auswaschung infolge von Wasserzuführung, unbeabsichtigte Bodenbewegungen.

a) Bodensenkungen, veranlafst durch den Bergbau. In erster Linie kommen hier die oft ausgedehnten Wirkungen des Bergbaues in Betracht, wie sie in den Bergstädten Essen, Oberhausen, Saarbrücken und Stafsfurt wiederholt vorgekommen sind.[25]) Beispiele aus der neueren Zeit, die in ihren Folgen verhängnisvoll wurden, sind die Senkungen von Eisleben im Gebiet des Mansfelder Bergbaues und der Einsturz von Brüx in Böhmen.

Beispiele. α. Die Bodensenkung von Eisleben. In Eisleben ist 1889 durch den Bergbau unter der Stadt einem trockenen Steinsalzlager Wasser in grofsen Mengen, besonders auch aus den sinkenden Mansfelder Seen zugeführt worden. Hierdurch wurde das Steinsalz gelöst und ist zugleich mit den erheblichen Wassermengen in grofser Menge von nahezu 2 Millionen Kubikmetern zu Tage gefördert worden. Die dadurch entstandenen Hohlräume (Schlotten) sind dann zusammengebrochen; die hangenden Schichten stürzten 1892 unter heftigen, von Detonationen begleiteten Erderschütterungen nach, Erdrisse und Erdsenkungen bis zu 2 m bildend. Die Jahre andauernden Bodensenkungen haben nach dem Gutachten von v. Morsey-Picard zahlreiche und erhebliche Häuserbeschädigungen in der Stadt zur Folge gehabt.[26]) Wenn auch diese Auffassung von anderer Seite bestritten wurde, so scheint sie doch viel für sich zu haben. — Umgekehrt sind die Erderschütterungen mit Rifsbildungen und Gebäudeeinstürzen im Gefolge in dem Grubengebiet von Kladno in Böhmen herbeigeführt worden durch die aus Betriebsrücksichten ausgeführte Entwässerung und damit zusammenhängende Austrocknung des Grubenfeldes.[27])

β. Der Einsturz von Brüx.[28]) Ebenfalls als eine Folge des Bergbaues mufs die Katastrophe von Brüx vom Jahre 1895 im böhmischen Braunkohlengebiet angesehen werden. Die Braunkohle liegt hier auf Ton, während das Hangende wechselnd von Letten, Sanden, Sandstein und Schotter gebildet wird. In der Wasserführung der Sande und Schotter liegt aber eine grofse Gefahr, da der Schwimmsand bei gröfserem Wasserzufluls und entsprechender Neigung der Unterlage als eine Art Sandbrei abfliefst, unter Umständen, wie seinerzeit in Schneidemühl, durch artesisch erbohrtes Quellwasser zu Tage gefördert, Hohlräume erzeugt und Einbrüche verursacht, denen auch dort ein Teil der Stadt zum Opfer fiel. In Brüx erfolgte die Stoffentziehung nahe der Oberfläche, nicht wie in Eisleben einige hundert Meter unter Tage. Die Folge davon war der sofortige Nachbruch des darüber liegenden Erdreichs im Stadtgebiet von Brüx. In dem Grubenfelde eines etwa 500 m von den Einsturzstellen entfernten Schachtes war gleichzeitig ein Schwimmsandeinbruch erfolgt. Man nimmt an, dafs nach dem Niederbruch eines Kohlenblocks und nach dem Nachsturz des Hangendgesteins der aufgeschlossene Schwimmsand in einer Verwerfungskluft abflofs. Die eingebrochene Menge von Wasser und Sand wird zu 90 000 cbm geschätzt. Das Zerstörungsgebiet liegt in der Nähe des Aussig-Teplitzer Bahnhofs und umfafst diesseits desselben über 2 ha. Auch der Bahnkörper selbst liegt im Einsturzgebiet; ein ausgedehnter Einsturztrichter[29]), eine sogenannte „Pinge", liegt unter einer eisernen Fufswegüberführung (vergl. Abb. 9). Nach dem Einsturz hing die Brücke mit einem der Pfeiler und dem Grundmauerwerk frei über dem Schlund. Innerhalb des Stadtgebietes haben sich an Stellen, wo schon früher kleinere Senkungen nachzuweisen waren oder solche befürchtet wurden, eine grofse Doppelpinge und zahllose kleinere, begleitet von einem eigenartigen sausenden Geräusch, gebildet und umfangreiche Verwüstungen in der Stadt angerichtet.

[24]) Vergl. S. 205, Anm. 13 a. a. O. S. 23.

[25]) Nach Mafsgabe des Preufs. Allg. Berggesetzes vom 24. Juni 1865 hat jeder durch den Bergbau Geschädigte Anspruch auf Entschädigung.

[26]) Vergl. Storbeck, Die Häuserzerstörungen in Eisleben. Halle a. S. 1897, S. 71; ferner Dr. W. Ule in „Das neue Ausland". Leipzig 1894, S. 182.

[27]) Vergl. F. Toula, Über Erdbeben. Wien 1895. Heft 12 der Vorträge des Vereins zur Verbreitung naturwissenschaftlicher Kenntnisse in Wien, S. 33.

[28]) Vergl. F. Toula, Über die Katastrophe von Brüx. Wien 1896.

[29]) Vergl. auch M. Neumayr, Erdgeschichte. Leipzig u. Wien 1897. S. 504.

Abb. 9. *Pinge im Bahnkörper in Brüx.*

γ. Bodensenkung im Saarbezirk. Im Saarbrückenschen hat sich bei Grube „König" bei Neunkirchen infolge von durch den Kohlenbergbau veranlafsten Bodenbewegungen ein Haus um 6 m gesenkt. Die Bewegungen erfolgten aber sehr langsam und waren darum ungefährlich. Das Haus blieb unversehrt. Neunkirchen ist durch Sicherheitspfeiler geschützt.

δ. Bodensenkungen durch unterirdische Steinbrüche auf der Eisenbahnlinie Paris-Limours. Auch unterirdische Steinbrüche haben bei Eisenbahnbauten schon erhebliche Schwierigkeiten verursacht. Die Vorkehrungen gegen Einbrüche und Nachsackungen über den bis zu 30 m unter der Oberfläche liegenden Kalkstein- und Gipsbrüchen bestanden beim Bau der Linie Paris-Limours in der Aufmauerung einzelner Pfeiler zur Stützung des überlagernden Gebirges, sowie der Bauwerke. Bei bereits teilweise eingestürzten Decken führte man ringförmig um die Einbruchstelle herum auf der festen Sohle eine Mauer aus und stampfte den von der Mauer umschlossenen Raum mit Boden aus. Die Gründung der Bauwerke geschah dann durch bis zur Steinbruchsohle herabgesenkte Brunnen.[30])

Meist treten die Bodensenkungen nicht plötzlich als Tagesbrüche auf, weil die über dem Kohlengebirge lagernden jüngeren Schichten (z. B. im Essener Bezirke Mergel) die Wirkung der Zusammenbrüche abschwächen. Die Zerstörungen in Eisleben würden noch weitgehender gewesen sein, wenn nicht tertiärer Ton als Zwischenschicht über dem eingebrochenen, die ausgewaschenen Schlotten überdeckenden Buntsandstein läge. Dieser pflanzt die Erschütterungen schlecht fort. Andererseits hält der Ton das Wasser und die gesunkenen Stellen bleiben feucht. Trotzdem haben manche Brunnen ihr Wasser dann, wenn Spalten durch den Ton bis auf den Buntsandstein gehen, verloren.[31])

b) Wiederherstellungsarbeiten und Vorbeugungsmafsregeln bei Bodensenkungen infolge des Bergbaues und bei hierdurch verursachten bezw. zu befürchtenden Bauschäden.[32]) α. Wiederherstellungsarbeiten. Die Folgen der

[30]) Frahm, Eisenbahnbauten der Orleansbahn in und bei Paris. Zeitschr. f. Bauw. 1899, S. 585.

[31]) Verhandlungen der Deutschen geologischen Gesellschaft vom 14. Sept. 1900.

[32]) Die Angaben sind Mitteilungen der Königl. Eisenbahndirektion Essen a. Ruhr zu verdanken.

Bodensenkungen werden nach Möglichkeit und Bedarf beseitigt durch Anschütten der Senkungsmulde. So ist der Bahnhof Marten der Emscher-Talbahn allmählich etwa 4 m gehoben, die aufstehenden Fachwerksgebäude sind dabei wiederholt gehoben und kleinere Gebäude erneuert worden. Bei Gebäuden werden unbedeutendere Mauerrisse ausgestrichen oder ausgegossen. Bei gröfseren Schäden erfolgt, von einstweiligen Abstützungen durch Hölzer abgesehen, eine durchgehende Verankerung der Kellermauern in Höhe der Gewölbe. Die 40 bis 60 mm im Durchmesser starken Anker werden tunlichst nahe an die Längs- und Quermauern gerückt. Gerissene Tür- und Gurtbögen werden häufig durch Eisenträger ersetzt. Auch legt man zum Schutze des aufgehenden Mauerwerks häufig starke Ankerbänder in Höhe der Balkenlagen um das ganze Gebäude. Bei Brücken ist eine Verankerung schwer durchführbar und man erneuert am besten bei starken Schäden das Mauerwerk.

Abb. 10 u. 11.
Verankerung von Gebäudemauern im Senkungsgebiet.

Abb. 10. Lotrechter Schnitt.

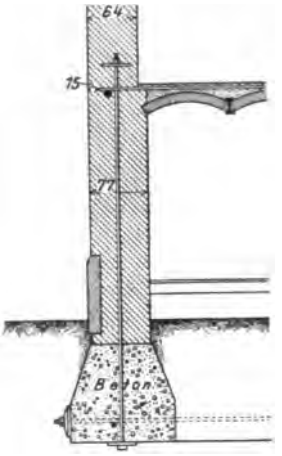
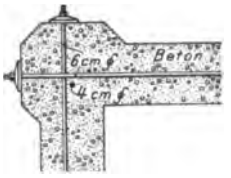


Abb. 11. Grundrifs.



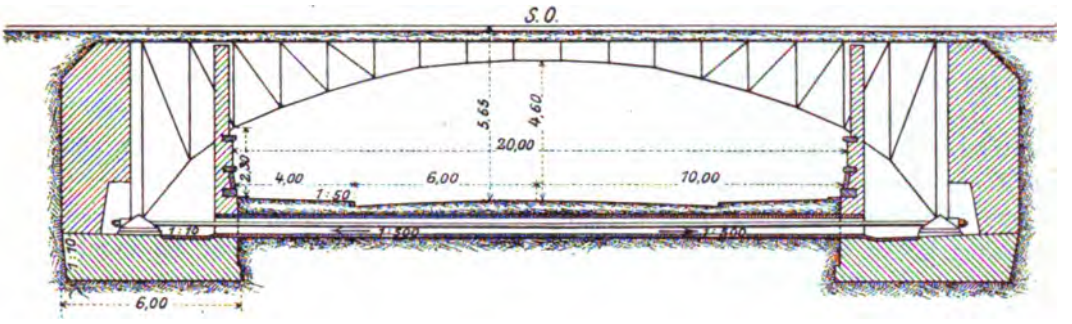
β. Vorbeugungsmafsregeln. Bei Hochbauten kommen als Vorsichtsmafsregeln hauptsächlich Eiseneinlagen im Mauerwerk zur Anwendung, und zwar:

1. Eine Verankerung der untersten Absätze aus Zementbeton der Längs- und Quermauern nach Abb. 10 u. 11. Die Anker bestehen aus 40 bis 60 mm starken Rundeisen, welche eingestampft werden. Unter Umständen wird auch das aufgehende Grundmauerwerk in Höhe der Kellerdecke mit einer wagerechten Verankerung versehen und mit den Grundmauerabsätzen durch lotrechte Anker verbunden, wie z. B. nach Abb. 10 u. 11 in den Grundmauern des Geschäftsgebäudes der Königl. Eisenbahndirektion in Essen;
2. eine etwas schwächere Rundeiseneinlage in den Absätzen der Grundmauern und zwar in Nähe der unteren und oberen Kante, um Zugspannungen bei windschiefen Verdrückungen besser aufnehmen zu können. Die Kreuzungsstellen werden mit Drahtbunden versehen. Diese Anordnung ist z. B. an dem Empfangsgebäude des Hauptbahnhofs in Essen und dem Inspektionsgebäude daselbst zur Ausführung gekommen;
3. eine schwellrostartige Einlage von I-Trägern oder alten Eisenbahnschienen in den Grundmauerabsätzen aus Beton. Eine Verbindung der Träger an den Kreuzungsstellen findet meist nicht statt;
4. Verlängerung der Umfassungswände und ihre Verankerung im Grundmauerwerk über die Gebäudeecken hinaus, wodurch ein stärkeres Sinken der Ecken und ein weitergehendes Reifsen des aufgehenden Mauerwerks mit Erfolg verhindert wurden.

Bei Brücken und Durchlässen vermeidet man Gewölbe aus Mauerwerk tunlichst, stellt vielmehr die Überbauten bis zu 10 m Stützweite aus I-Eisen in Stampfbeton her. Bei gröfseren Stützweiten werden zusammengesetzte Eisenträger auf zwei Stützen verwendet und zwar vermeidet man sowohl durchgehende Träger, als tunlichst auch Bogenträger. Zweckmäfsig werden die Auflagermauern stärker ausgeführt, als an und für sich nötig, damit bei später eintretenden Senkungen und einer infolge dessen erforderlich werdenden Hebung der Überbauten die Widerlager ohne weiteres aufgemauert werden können — ohne Verbreiterung des Mauerquerschnittes auf der Rückseite wegen der Vergröfserung der Mauerhöhe.

Bei Überführungen über die Bahn werden die Auflagermauern an der Vorderseite mit einem Anlauf von $^1/_{10}$ bis $^1/_{20}$ ausgeführt, damit bei einem Überweichen nach innen der freie Lichtraum nicht eingeschränkt wird.

Abb. 12. *Unterirdische Verankerung des Bogenträgers einer Strafsenunterführung im Senkungsgebiet.*



Erweist sich die Anordnung eines Bogenträgers unter Umständen als angezeigt, so empfiehlt sich eine unterirdische Verankerung, wie bei der Unterführung der Kettwiger Chaussee am Hauptbahnhof in Essen (vergl. Abb. 12).

c) Tunnelbrüche. Einstürze oder „Brüche" kommen auch bei Tunnelbauten häufig vor. Sie haben ihre Ursache in einem gefahrdrohenden inneren Gebirgsbau, zumal bei wellenförmiger oder wagerechter Schichtung, bei drohender Klüftigkeit im Gestein, oder bei Auftreten von Höhlen im Gebirge (vergl. Abb. 4 u. 5, S. 205). Letztere geben besonders Veranlassung zu Sohlbrüchen. Ferner können bei einem Wechsel des Gesteins Lagerungsformen vorkommen, bei denen z. B. das Hangende das Liegende ab- oder durchzubrechen suchen wird. Auch kann schwimmendes Gebirge durchbrechen oder zur Hohlraumbildung und zu Einstürzen Veranlassung geben.[33]) Dafs auch hier die Wirkung des Wassers, wie schon im § 2 unter 1. b. erwähnt, durch Auswaschung verhängnisvoll werden kann, liegt klar zu Tage. Da dieser Gegenstand im I. Bd., 5. Abteilung des Handbuchs (Kap. IX, „Tunnelbau", 3. Aufl.), S. 300 ff. eingehend erörtert ist, so sei hier darauf hingewiesen.

§ 4. Erdrutschungen im engeren Sinn. Die hierbei auftretende Erscheinung ist die Bewegung der Massen auf geneigten Flächen infolge der Schwerkraft. Die bewegende Kraft wird um so gröfser, je gröfser das Gewicht der Massen und je steiler die Neigung der Gleitflächen ist. Von vornherein mufs festgehalten werden, dafs die Rutschfläche die Ursache der Bewegung oder das Ergebnis derselben bilden kann. Im letzteren Falle bezeichnet man die Gleitfläche als Trennungsfläche, im ersteren Falle liegt eine eigentliche Rutschfläche vor.

1. **Rutschungen des gewachsenen Bodens auf vorhandenen Gleitflächen.** Als solche können auftreten: Schichtflächen, Absonderungs- und Bruchflächen.[34])

a) Schichtflächen. Meist wird die Gleitfläche durch eine im Verhältnis zur überlagernden durchlässigen Schicht mehr oder weniger undurchlässige Schicht — meist Ton oder eine Abart desselben — gebildet. Bei erweichbarem oder auflöslichem Gestein wird durch das bis auf die verhältnismäfsig undurchlässige geneigte Schicht hindurchgesickerte Wasser eine seifig glatte Oberfläche erzeugt, deren Reibung zur Aufhebung des relativen Gewichts der überlagernden Massen nicht mehr genügt. Die Gleitfläche kann aber auch gebildet werden durch eine Trennungsschicht mit geringer Einlagerung

[33]) Vergl. F. Rziha, Lehrbuch der gesamten Tunnelbaukunst, II. Berlin 1872, S. 372 u. f. mit den Abbildungen 563 bis 568.

[34]) Vergl. V. C. Pollack, Beiträge zur Kenntnis der Bodenbewegungen. Jahrbuch der K. K. Geolog. Reichsanstalt, Wien 1882, S. 565.

oder Einschlemmung toniger Massen zwischen sonst eine bedeutende Reibung aufweisenden Schichten. Ein Zutritt von Wasser, der vielleicht erst durch Veränderungen der bestehenden Verhältnisse herbeigeführt wird, bringt dann durch die Verminderung der Reibung eine Bewegung in der Fallrichtung der geneigten Schichten zu Stande.

Derartige Schichten kommen häufig in der Kreide- und Tertiärformation vor, in mehrfacher Lage übereinander in verschiedenen Abständen und oft in sehr geringer, nur wenige Zentimeter betragender Stärke. Auch können verhältnismäfsig weniger durchlässige Schichten auf ganz durchlässigen, z. B. lockerem Sand, zu Rutschungen Veranlassung geben. Es genügt, wenn die aufliegende erweichbare Schicht die rauhe Oberfläche der vom Wasser durchzogenen Sandlage glättet.

b) Absonderungsflächen. Hohle Rutschflächen RR (vergl. Abb. 13) bilden sich bei kurzklüftigem Gestein, z. B. in Schieferton und Mergel[35]), von der Richtung der Absonderung abweichend. Ebensolche Erscheinungen sind auf der Bebra-Hanauer Eisenbahn[36]) bei den übereinander liegenden Einschnitten am Nirgelsberg beobachtet worden (vergl. Taf. VI, Abb. 2 und § 7 unter 3. c.). Obwohl die Schichtung dort nach der Bergseite einfällt, zeigten sich doch während der Ausführung an der Sohle des oberen Einschnittes und an der bergseitigen Böschung des unteren im roten Schiefer mit Toneinlagen feine Risse, denen eine Abrutschung nach der Talseite auf der ansteigenden Rutschfläche folgte.

Abb. 13. *Absonderungsflächen als Rutschflächen.*

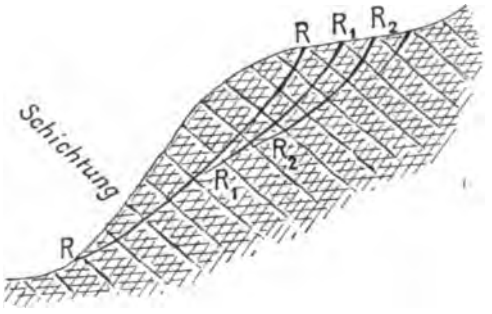
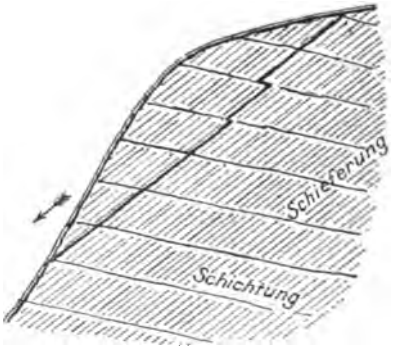


Abb. 14. *Querschieferung als Rutschfläche.*



c) Auch Bruchflächen können bei Gleichgewichtsstörungen zu Gleitflächen werden[37]), so z. B. in dem Voreinschnitt des Tunnels am Unterstein auf der Giselabahn im Talkschiefer. In derselben Weise wirkt die Querschieferung (transversale Schieferung, vergl. Abb. 14). So z. B. ist man auf der Südrampe der Gotthardbahn einer gefahrdrohenden Stelle zwischen Varenza und Prato ausgewichen, wo auf der linken Talseite neben der gleichlaufenden Schieferung des Gneises noch eine talwärts fallende falsche Schieferung auftritt.

Auch alte Gleitflächen können zu erneuten Bewegungen Veranlassung geben.

2. Rutschungen infolge Verminderung des Zusammenhalts. Die Bedeutung des Zusammenhalts neben der Reibung für das Gleichgewicht des Bodens ist in § 1 (S. 197) bereits dargelegt. Der Zusammenhalt unterliegt aber, wie in § 2 ausgeführt wurde, unter der Einwirkung des Wassers, der Luft und der Wärme einer Veränderung.

---

[35]) Vergl. Pollack a. a. O. S. 569 u. L. E. Tiefenbacher, Die Rutschungen. Wien 1880. S. 181.

[36]) Vergl. Bolte, Die Rutschungen an der Bebra-Hanauer Eisenbahn. Zeitschr. f. Bauw. 1871.

[37]) Vergl. V. Pollack a. a. O., S. 570, woher auch die Abb. 13 u. 14 entnommen sind.

Wird dem Boden durch Verdunstung an der Oberfläche ein Teil seines Feuchtigkeitsgehaltes unter der Einwirkung der Wärme und Trockenheit der Luft entzogen, so tritt, namentlich bei den fetteren Bodenarten, weniger beim Sande, eine Verminderung des Rauminhalts ein; es entstehen Risse und Spalten, deren Regelmäfsigkeit, Ausdehnung und Richtung vorzugsweise von dem Grade des Zusammenhalts abhängen. Je gröfser der Zusammenhalt, desto mehr ist der Erdboden der Veränderung seines Rauminhaltes unterworfen, desto zahlreicher und unregelmäfsiger bilden sich die Risse.

Dringt bei tonigen Massen nach der ersten Bildung der Risse Tagewasser in dieselben ein, so hat die vermehrte Feuchtigkeit zunächst eine Rauminhalts-Zunahme zur Folge, der Ton bläht sich, treibt und die Risse schliefsen sich wieder, aber selten auf die ganze Tiefe, so dafs ein Teil des Wassers eingeschlossen bleibt. Tritt von neuem Trockenheit ein, so beginnt auch wieder die Bildung von Spalten und Rissen, ohne dafs diese notwendigerweise an den Stellen der alten zu entstehen brauchen und so werden dem Wasser allmählich zahlreiche Zugänge zu dem Innern der Masse geschaffen. Das in den Spalten eingeschlossene Wasser wird durch die abwechselnde Verengung und Erweiterung derselben auf- und niederbewegt und wirkt hierdurch, sowie durch den Wasserdruck, oft auch unter Beihilfe des Frostes, auf eine stete Vertiefung der Risse. So vollzieht sich nach und nach eine Lockerung der Masse, und so lange letztere an den Seiten fest gestützt ist, eine Hin- und Herbewegung der Teile in den oberen Schichten. Wird aber der Widerstand an der einen Seite z. B. durch Bildung eines Einschnittes aufgehoben, so wird leicht eine Trennung nach den entstandenen Spalten erfolgen, die in der Regel an der Böschungskante beginnend allmählich sich weiter fortsetzt.

Ist einmal die Masse auf solche Weise in den oberen Teilen gelockert, so bietet sie dem Eindringen des Wassers kaum noch ein Hindernis und es werden jetzt, sofern dies nicht schon früher geschehen sein sollte, auch die tiefer liegenden Teile vom Wasser angegriffen, erweicht und in ihrem Zusammenhange geschwächt. Es tritt ein Zustand ein, in welchem über dem fest gebliebenen Kern der Masse die vom Wasser durchweichten Teile nicht mehr imstande sind, die auf ihnen ruhende Last zu tragen und ihrer Bewegung den nötigen Reibungswiderstand entgegenzusetzen. Es bildet sich dann als Ergebnis der Bewegung eine Gleitfläche, auf welcher die Abrutschung der gelösten Masse erfolgt. Die Rutschfläche ist hier nicht Ursache, sondern Wirkung.

Bei solchem Vorgange pflegen die Trennungsflächen in dem oberen Teile der Masse, so weit die Spaltenbildung sich erstreckte, und wagerechte, also rechtwinkelig zur Trennungsfläche wirkende Kräfte den Zusammenhang lockerten, der Richtung der Spalten zu folgen und annähernd senkrecht sich zu bilden. Sie zeigen hier keine Spuren stattgefundener Reibung, sind nicht glatt und schlüpfrig, sondern rauh, und haben infolge der an den Spaltenwänden haftenden Wasserreste ein glitzerndes Aussehen. In dem mittleren Teile ist die Oberfläche des fest gebliebenen Kernes von Einflufs auf die Richtung der Trennungsfuge und weist auf eine der Böschung mehr oder weniger gleichlaufende Lage hin. Hier, wo eine Verschiebung der gelösten auf der stehen gebliebenen Masse in der Neigungsrichtung der Gleitfläche vor sich geht, mufs selbstverständlich die den Rutschflächen eigentümliche glatte, seifige Oberfläche entstehen. Dasselbe ist in dem untersten Teile der Trennungsfläche der Fall, wo diese allmählich eine flachere Neigung annimmt, um an der Einschnittswand oder an der Sohle zu Tage zu treten (vergl. § 9, Abb. 52).

Die Verminderung des Zusammenhalts einer unterirdischen, vielleicht geneigten wasserdurchlässigen Schicht kann auch durch ein Anschneiden der letzteren und ein hierdurch veranlafstes Abfliefsen des Wassers verursacht werden. Das ausfliefsende Wasser führt die Bodenteile mit sich fort, die überlagernden Massen verlieren ihr Auflager und es entstehen auf diese Weise Rutschungen. Derselbe Vorgang kann bei mit durchlässigem Boden durchsetzten undurchlässigen Bodenmassen, Ton, Lehm und Letten sich abspielen.

Besonders gefährlich ist der Mergel mit seinen vielen Abarten. Durch seine Eigenschaft, leicht die Feuchtigkeit anzuziehen, zerfallen die festeren Teile. Durch weitere Aufnahme von Wasser entsteht an der Oberfläche ein breiartiges Gemenge, welches beim Austrocknen, besonders unter dem Einflusse der Sonnenstrahlen, seinen Rauminhalt vermindert, Risse bildet und durch diese dem Tagewasser Zugang zu den unteren Schichten öffnet, wodurch die Masse auf gröfsere Tiefe erweicht, durchnäfst und leicht beweglich gemacht wird.

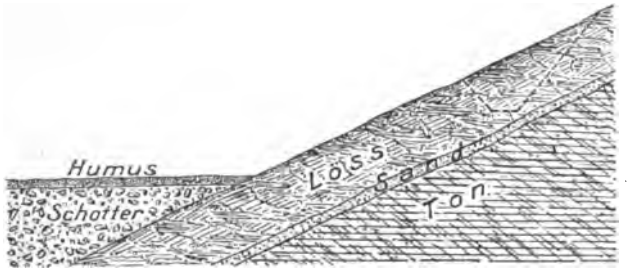
Einen ähnlichen Einflufs hat der Frost auf diejenigen Bodenarten, welche Wasser in sich aufzunehmen vermögen. Wie das Wasser beim Gefrieren seinen Rauminhalt vergröfsert, so geschieht es auch mit den durchweichten und durchnäfsten Erdarten. Beim Auftauen haben die Massenteilchen das Bestreben, ihren ursprünglichen kleineren Rauminhalt wieder anzunehmen, verlieren dabei ihren Zusammenhang, werden gelockert, erleiden so eine Verminderung des Zusammenhalts und werden zu Rutschungen geneigter.

In ähnlicher Weise erfolgen auch die allmählichen Abflachungen im Gebirge; es entstehen Schlammströme und Schuttbewegungen (vergl. § 2 unter Nr. 1. a. α. S. 200).

3. Einschnitt- und Dammrutschungen im allgemeinen. Die Gleichgewichtsstörungen beim Erdbau werden teils durch Bildung von Einschnitten, also durch Bodenentnahme, teils durch Anschütten von Dämmen veranlafst. Hiernach unterscheidet man Einschnitt- und Dammrutschungen, die in §§ 5 bis 11 des näheren besprochen werden.

Die Einschnittrutschungen werden in erster Linie durch Entfernung der stützenden Massen in Verbindung mit der Änderung des unterirdischen Wasserabflusses und Bloflslegung der Böschungen hervorgerufen. Es kann jedoch auch der ganze Einschnitt in Bewegung geraten (vergl. Abb. 15).

Abb. 15. *Einschnitt im Rutschgelände.*



Die Art des Widerstandes der stützenden Massen am Fufs der abfallenden Schichten und das Verhalten der letzteren hängt wesentlich von der Tiefenlage der Gleitschichten ab. Ist die Mächtigkeit der beweglichen Schichten in ihrem Fufspunkte nur gering, so entsteht hier vielfach ein Aufsteigen derselben oder eine Stauchung, während die stützenden Massen in ihrer Lage beharren. Hat die Gleitfläche am unteren Teile eine muldenartige Form, so dafs sie zuletzt eine der Hauptrichtung entgegengesetzte Neigung annimmt, so werden die in der Mulde lagernden Stützmassen nicht selten mit fortbewegt und an der ansteigenden Muldenwand hinaufgeschoben.

Die Dammrutschungen dagegen können sowohl in der Schüttung selbst, als in dem Boden, welchen der Auftrag belastet, erzeugt werden. Die Belastung kann unmittelbar oder mittelbar eine Bewegung der tragenden Bodenschichten, welcher die

Auftragmasse folgt, oder nur ein Rutschen der letzteren auf der Oberfläche des Geländes veranlassen. Aufser solchen Bewegungen, deren Ursache in der Beschaffenheit des gewachsenen Bodens zu suchen ist, können aber Abrutschungen in den Aufträgen selbst entstehen, infolge der ungeeigneten Beschaffenheit des Schüttbodens, der unrichtigen Behandlung desselben und des ungenügenden äufseren Schutzes der Dämme. Sie werden auch herbeigeführt durch Verwendung wasserhaltiger, leicht löslicher Massen, durch fehlerhafte Verteilung verschiedenartiger Bodengattungen, durch Nichtbeachtung der Vorsichtsmafsregeln zur Verhütung eines ungleichen Setzens der Dämme und der Bildung von Rissen, welche dem Tagewasser den Zutritt zu dem Inneren der Aufträge gestatten, dann durch Ausführung zu steiler Böschungen, sowie durch mangelhafte Ableitung des Wassers von den Aufsenseiten der Anschüttungen.

Hiernach kann man unterscheiden:

1. Dammrutschungen auf geneigter Bodenoberfläche;
2. Dammrutschungen auf unterirdischen Gleitflächen;
3. Dammrutschungen infolge von Nachgiebigkeit des Untergrundes unter der Belastung;
4. Dammrutschungen infolge von Verminderung des Zusammenhalts der Schüttung.

Häufig treten mehrere Ursachen vereint auf.

4. Mafsnahmen gegen Rutschungen im allgemeinen. Vorerhebungen. Man wird entsprechend den festzustellenden Ursachen der Rutschungen die Mittel gegen dieselben zu ergreifen haben. Das durchgreifendste Mittel ist eine Linienführung, welche die gefahrdrohenden Stellen vermeidet. Man umgeht also tunlichst Rutschgelände, Moorflächen (vergl. I. Bd., I. Kap., S. 84 d. Handb.), vermeidet möglichst den gefährlichen Lehnenbau, die Verwendung von ungeeignetem tonigem Boden zu Aufträgen, und beobachtet bei den Schüttungen desselben eine entsprechende Vorsicht (vergl. Kap. I, § 30, S. 175).

Sind diese Mafsregeln nicht ausführbar, so wird man von vornherein dieselben Mittel anwenden, um eine Rutschung zu vermeiden, die bei einer eingetretenen Rutschung angezeigt erscheinen.

Man vermindert die bewegende Kraft und vermehrt die Widerstände insbesondere durch eine den örtlichen Verhältnissen angepafste Entwässerung.

Um beurteilen zu können, ob und aus welchen Ursachen Bodenbewegungen zu erwarten sind, müssen genaue Vorerhebungen und ein genauer Arbeitsplan aufgestellt werden. Oberflächlichkeit und falsche Sparsamkeit, welche zu einem unzureichenden Vorgehen mit halben Mitteln verleitet, haben sich hier nur zu oft und bitter gerächt, indem oft kleine Bodenbewegungen zu umfangreichen Rutschungen angewachsen sind.

Zur Wahl der richtigen Mittel gegen Rutschungen ist vor allem die genaue Erforschung der Gestaltung der Geländeoberfläche, der geologischen Beschaffenheit und Zusammensetzung des Bodens und insbesondere auch die Gestaltung der unterirdischen wasserführenden Schichten erforderlich. Nur der geologisch gebildete Ingenieur wird die erforderlichen Bodenuntersuchungen auf das geringsterforderliche Mafs beschränken können.

Die Untersuchung des Bodens geschieht am zuverlässigsten durch Bohrungen und Abteufung von Probeschächten. Insbesondere wird man hierbei auf den oberirdischen und unterirdischen Wasserlauf, sowie auf etwaige frühere Bodenbewegungen

zu merken haben, wobei ein Mangel an Niederschlägen in trockener Jahreszeit oder in trockenen Jahren in Rücksicht zu ziehen ist.

Hinsichtlich der Durchführung der Bodenuntersuchung sei auf § 3 des Kap. I dieses Bandes (S. 13) verwiesen.

Die Art und Weise, wie die Bodenuntersuchung beim Bau der ungarischen Ostbahn im Tertiär und zwar im Mergel und Lehm auf blauem Tegel mit geringer Schichtenneigung durchgeführt wurde, hat durch Aufnahme der wasserführenden Schicht und Darstellung derselben durch einen Schichtenplan so sichere Anhaltspunkte geliefert, dafs dieses Vorgehen allgemein empfohlen werden kann.

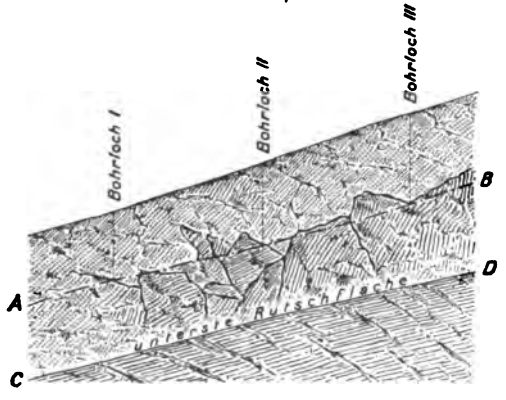
G. Gerstel liefs dort, wo Rutschungen früher oder zur Zeit vorhanden oder zu befürchten waren, ein planmäfsig geordnetes Netz von Bohrlöchern und dazwischen in Entfernungen von 50 bis 200 m von Probeschächten herstellen.[38])

Der in Abb. 15, Taf. VIII, gegebene Schichtenplan stellt das Gelände vom östlichen Voreinschnitt des Mehburger Tunnels an der ungarischen Ostbahn dar. Die schwarzen Schichtlinien beziehen sich auf die Oberfläche des Geländes, die roten auf die Oberfläche des festen blauen Tonschiefers, auf welchem die obere, 10 bis 20 m starke Schicht von gelbem, mit feinem Sande gemengtem Lehm ruht. Die in Veranlassung des Tunnelbaues und der eingetretenen Bodenbewegungen über dem Tunneleingange ausgeführten Entwässerungsschlitze und Stollen sind in der Zeichnung mit punktierten Linien angedeutet.

Vergleicht man z. B. in den angeführten Plänen die dargestellten unter- und oberirdischen Schichtlinien miteinander, so findet man, wie verschieden sie voneinander sind. Nicht selten kommt es vor, dafs unter den höheren Punkten der Oberfläche gerade die tiefsten Punkte der wasserführenden Schicht liegen, so dafs das Tagewasser, welches in den tiefsten Punkten der Oberfläche läuft, wenn es senkrecht in die Erde eindringt, auf den Rücken der wasserführenden Schicht gelangt, dort sich nach rechts und links verteilt, um in die tiefsten Punkte zu gelangen. Dadurch erklärt sich, warum in ausgedehnten Rutschungen manchmal die Erhöhungen des Geländes eine gröfsere Neigung zur Rutschung zeigen als die tieferen Teile. Die unterirdische Mulde der wasserführenden Schicht und die darauf liegende gröfsere bewegliche Erdmasse sind die natürlichen Ursachen dieser Erscheinung.

So wie sich diese Erscheinung erklären läfst, so lassen sich die meisten anderen folgern, und darin liegt vorzüglich der grofse Wert der Kenntnis der unterirdischen Schichtlinien.[39])

Abb. 16. *Mehrere Rutschflächen übereinander.*



Die Herstellung solcher Schichtenpläne gestattet es, einen Entwurf auszuarbeiten und die danach gewählten Anlagen als Betriebsbauten auszuführen.

Mit ganz besonderer Vorsicht sind solche Stellen zu behandeln, an denen früher schon Rutschungen stattgefunden haben, da es hier oft nur eines geringfügigen Umstandes bedarf, um das hergestellte Gleichgewicht wieder zu stören. Dem geübten Auge sind solche Stellen meist schon durch die Form der Oberfläche erkennbar, welche da, wo die Ablösung von dem stehengebliebenen Boden erfolgt ist,

[38]) G. Gerstel, Über Entwässerungsanlagen im Lehmgebiet. Allg. Bauz. 1874, S. 1.

[39]) Vergl. A. Lorenz, Entwässerungs- und Bauarbeiten bei Eisenbahnbauten im Rutschterrain. Zürich 1876.

in der Regel eine stark abfallende Böschung zeigt, während der bewegte Boden in dem oberen Teile flacher geböscht, weiter unten wellenförmig und da, wo er infolge der Reibung auf dem Unterboden zusammengeschoben ist, wulstförmig erscheint.

Beim Aufsuchen der Rutschfläche hat man sorgfältig zu untersuchen, ob nicht unter den angebohrten Rutschflächen sich noch andere finden und ob die ersteren in sich auch im Zusammenhang stehen. Namentlich, wenn schon ältere Rutschungen vorliegen, finden sich ausgesprochene, aber verworfene glatte Rutschflächen zweiter oder auch dritter Ordnung.

Man wird daher beim Auffinden irgend einer Rutschfläche nicht ohne weiteres die Lage derselben (wie in Abb. 16 mit der strichpunktierten Linie) in den Querschnitt einzeichnen.[40])

§ 5. Einschnittrutschungen auf Gleitflächen.

I. Lage der Gleitschichten. Wesentlich für die Art der Einschnittsrutschung ist die Tiefenlage der Gleitschicht zur Einschnittsohle und die Richtung des Einschnitts zur Schichtenneigung (vergl. Abb. 17, 18 u. 21).

Abb. 17 u. 18. *Lage der Rutschfläche zur Einschnittsohle.*

Abb. 17.

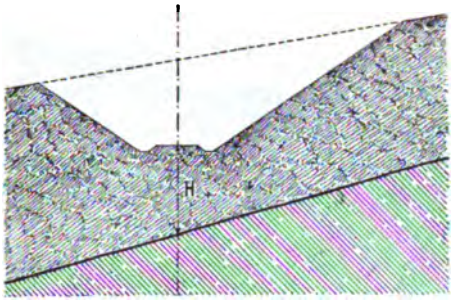
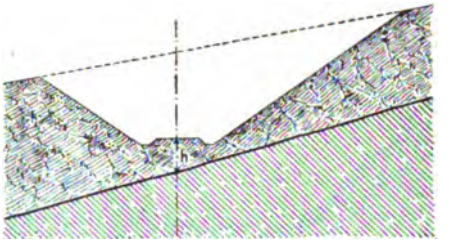


Abb. 18.



Erstreckt sich der Einschnitt auch nur annähernd in der Richtung der Streichlinien der abfallenden Schichten, so wird diesen immer durch Aufschlitzen des Bodens ihr Widerlager teilweise oder ganz entzogen werden. Bleibt aber, wie in Abb. 17, die Einschnittsohle so hoch über der Gleitfläche, dafs die Schichten noch eine ausreichende Stütze in den Massen unterhalb der Einschnittsohle finden, so ist durch Ausführung des Einschnitts eine Abrutschung nicht zu erwarten.

Unter besonders ungünstigen Verhältnissen kann es allerdings vorkommen, dafs durch Öffnung eines Einschnitts die ganze auf der Gleitfläche ruhende Bodenmasse in Bewegung gerät, namentlich dann, wenn die Längenachse des Einschnitts mit der Streichungslinie der Rutschflächen gleichläuft. Bei der meist unregelmäfsigen Lage der Gleitschichten sowohl in wagerechtem, wie auch in lotrechtem Sinne wird dieser Fall allerdings seltener eintreten. In sehr gefährlichem Baugelände wird aber mit seiner Möglichkeit bei Feststellung des Bahnentwurfs immer zu rechnen sein.

Bei geringer Mächtigkeit der Massen zwischen Einschnittsohle und Gleitfläche, wie in Abb. 18, wird dagegen ein Aufsteigen der in Bewegung geratenen Schichten in ihrem unteren Teile, namentlich ein Auftreiben der Einschnittsohle, die in ihrem Anschlufs an die Berglehne den kleinsten Widerstand bietet, eintreten und zu verwickelten Erscheinungen Anlafs bieten können.

[40]) Vergl. W. Heyne, Der Erdbau, S. 347, Abb. 163 und G. Gerstel, Allg. Bauz. 1874, S. 2.

Besonders leicht treten hier Rutschungen ein, wenn die über der undurchlässigen liegende Schicht nahe unter der Einschnittsohle, wie in Abb. 19 dargestellt, z. B. durch eine wasserführende auskeilende Sandschicht erweicht wird.[41]) Wird dann der Einschnitt hergestellt, so verliert die unter der erweichten Schicht befindliche feste Bodenschicht ihre Verspannung und drückt auf erstere mit dem vollen Gewicht, sprengt durch den Wasserdruck die dünne Einschnittsohle, treibt diese auf, während die feste Schicht sich senkt, hierbei zerreifst und in den Einschnitt vorschiebt, wie in Abb. 20 angedeutet ist. Die sich bildenden Trennungsflächen der abrutschenden Masse sind hier nur Folge, nicht Ursache. Wird der Einschnitt in trockener Jahreszeit ausgeführt, so kann die Bewegung erst bei Eintritt einer starken Durchnässung, vielleicht erst während des Betriebes eintreten.

Abb. 19. *Einschnitt über einer durchweichten Schicht.*

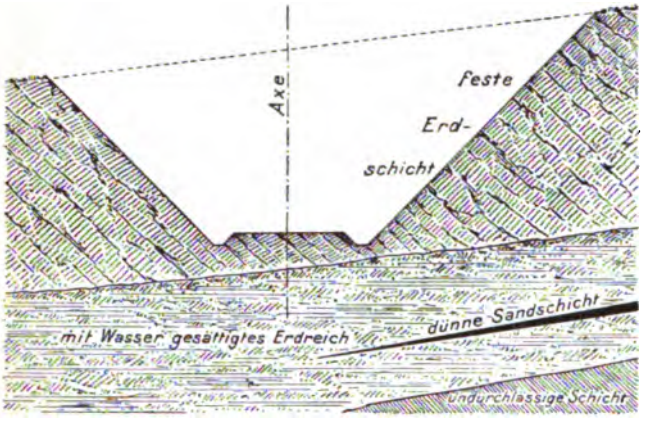
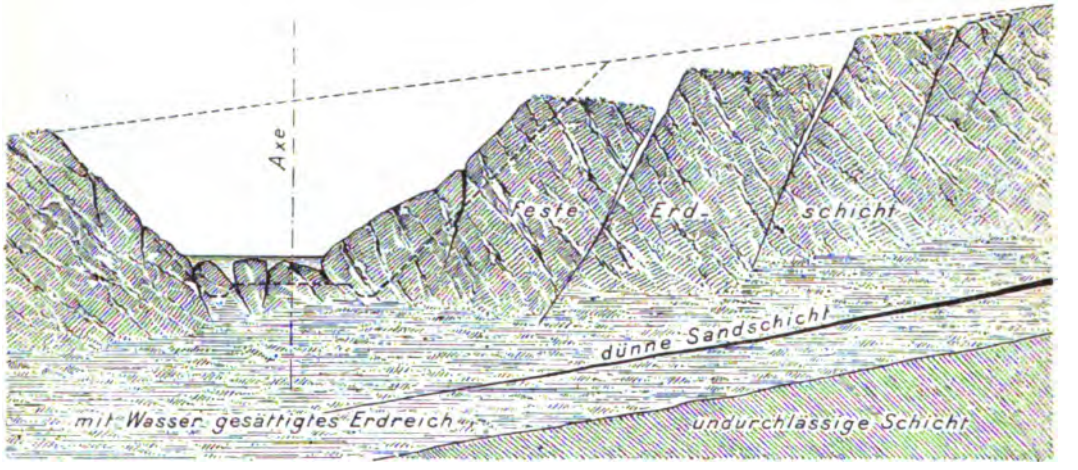


Abb. 20. *Sohlenauftreibung und Abrutschung.*



Das Auftreiben der Sohle wird besonders auch da zu erwarten sein, wo Einschnitte durch Einsattelungen (Mulden) geführt werden, von denen aus die wasserführenden Schichten nach beiden Seiten aufsteigen, wenn hierbei diese Schichten bei Bildung des Einschnitts in nur geringer Tiefe unter der Einschnittsohle bleiben.

Wird endlich, wie in Abb. 21, die Gleitfläche bei Ausführung des Einschnitts durchschnitten, so wird den auf ihr ruhenden Massen das Widerlager vollständig entzogen. Damit geht einer der wichtigsten Bewegungswiderstände verloren. Es bleiben nur noch Zusammenhalt und Reibung übrig und die Wahrscheinlichkeit einer Rutschung ist am gröfsten. In diesem Falle hat der Einschnitt aufserdem noch die Wirkung als Entwässerungsgraben für die wasserführenden, an den Böschungen zu Tage tretenden Schichten.

---

[41]) Vergl. Heyne, Erdbau. Wien 1876. S. 313 und Abb. 140 u. 141.

Bestehen diese Schichten aus löslichen Bodenarten oder einem leicht beweglichen feinen Sande, welche dann vom Wasser fortgespült werden, so bilden sich zuerst an der Einschnittswand und allmählich fortschreitend auch im Innern der Masse leere Räume, die ihrer Unterstützung beraubten Schichten senken sich. Bei einem gröfseren Zusammenhalt der oberen Schichten entstehen indessen die Bewegungen derselben oft erst, nachdem die Unterhöhlung weit fortgeschritten ist; der Abbruch erfolgt dann plötzlich, worauf die Massen entweder auf der Gleitfläche abrutschen oder, bei zu geringer Neigung der letzteren, infolge des Falles in den erweichten Boden sich eindrücken und liegen bleiben. Das dadurch abgesperrte Wasser sucht dann neue Auswege, andere Bodenteile werden gelöst und damit Wiederholungen solcher Fälle eingeleitet.

Abb. 21. *Durchschneidung der Rutschfläche.*

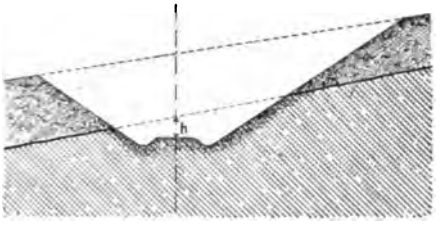
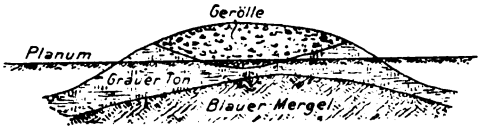


Abb. 22. *Muldenförmige Gleitfläche.*



Es sind auch erhebliche Einschnittabrutschungen dadurch herbeigeführt worden, dafs einzelne Schichten feinen und körnigen Sandes durchschnitten und hierbei entwässert wurden. Durch die Trockenlegung der Sandschicht wird nämlich der Zusammenhang und die Reibung des Sandes sehr vermindert, dieser kommt dadurch in Bewegung und nimmt die überliegenden Erdschichten mit.

Auch durchweichte lehmige und tonige Schichten und schwimmender Boden (Triebsand) können in ähnlicher Weise wirken. Die Ausdehnung, welche eine solche Rutschung annehmen kann, ist bis zu etwa 2 km beobachtet worden. Sie wird durch die Richtung der Gleitfläche bedingt, welche nur selten auf längere Strecken mit den Einschnitten gleichlaufend nach diesen hin abfällt. Im Gebirge bilden die Tonschichten ohnehin abwechselnd Sättel und Mulden.

Die Durchschneidung der Sättel ist wegen des Auseinandergehens der Rutschlinien nicht so gefährlich. Dagegen ist eine Durchschneidung der auf den Einschnitt zufallenden Mulden zumal dann gefahrdrohend, wenn die Einschnittsachse mit dem Scheitel der Mulde zusammenfällt[42]) (vergl. Abb. 22).

Hier sind auch diejenigen Ursachen zu erwähnen, welche in den Tunnelvoreinschnitten den Beginn des Tunnelbaues vom Tage aus erschweren und Rutschungen verursachen können.[43]) Ergibt sich nämlich nach Abb. 23 eine alte, steil einfallende Kluft $c\,e$ nach Abgrabung des Voreinschnittes als Kopfböschung, hinter der noch andere Klüftungen $d\,f$ und $g\,h$ vorhanden sind, so werden sich die Gesteinsmassen $c\,d\,h\,g$ und $g\,h\,f\,e$ senken, unter Umständen auch abstürzen. Um diesen Absturz zu verhindern, empfiehlt es sich, den Voreinschnitt nicht bis zur endgiltigen Sohle $a\,b$ (in Abb. 23), sondern nur bis zur Firsthöhe des Tunnels $c\,c$ auszuheben und dann das Portal unter schachtartiger Abteufung der Widerlager zu Tage herzustellen. Stützt man sodann über dem Tunnelmundloch die Kopfböschung gegen Kippen ab, so hat man beim Unterfahren nur senkrechtem Druck zu begegnen, oder man stellt bei bereits bis zur Sohle ausgehobenem Voreinschnitte einen mit Trockenmauerwerk belasteten Vorbau aus einer Anzahl von Gespärren der Tunnelzimmerung im Freien her, stützt so den Berg und schützt ihn vor

---

[42]) Vergl. Henz-Streckert, Praktische Anleitung zum Erdbau. Berlin 1874. S. 129 mit Abbild., und Revue des chemins de fer 1901, S. 525.

[43]) Vergl. F. Rziha, Lehrbuch der gesamten Tunnelbaukunst, II. S. 378.

etwaigem Einsturz. Ein anderes Mittel ist, nach Abb. 24 den Voreinschnitt nur bis *d e f* auszuheben, das Mundlochmauerwerk nach Vortreiben des Stollens *c d* unterirdisch herzustellen und dann erst den Einschnitt bis zur Kluft *a b c* auszuheben. Bei einer in Abb. 25 dargestellten schrägen Schichtung können die abgeschnittenen Schichten *s* ins Rutschen kommen. Auch hier wird man auf eine der vorerwähnten Weisen für rasche Herstellung des Portals zu sorgen und von hier aus die unterschnittenen Schichten zu stützen haben.

Abb. 23 bis 25. *Rutschungen in Tunnel-Voreinschnitten.*

Abb. 23.

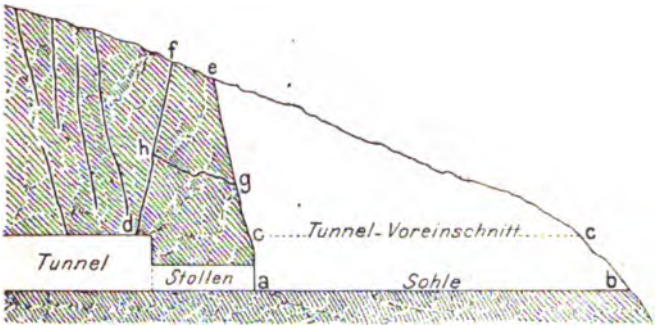


Abb. 24.

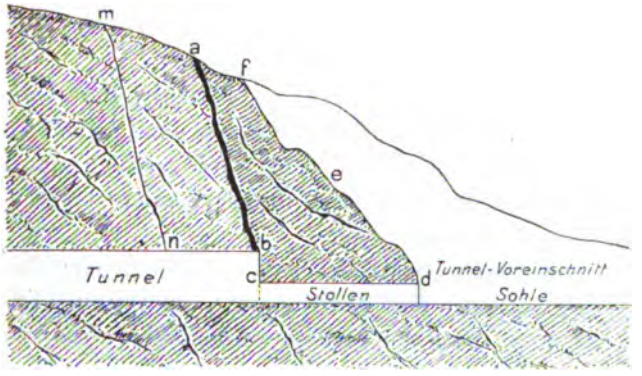
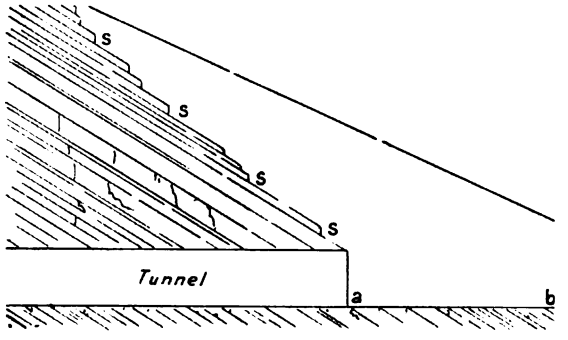


Abb. 25.



II. Gegenmafsnahmen gegen Rutschungen an Einschnitten. Als solche stehen zur Verfügung:

A. Verminderung der bewegenden Kraft durch Entlastung;

B. Vermehrung der Bewegungswiderstände.

1. Vermehrung der Reibungswiderstände:
   a) durch Beseitigung der Gleitschichten;
   b) durch Anheften;
   c) durch Entwässerungsanlagen;
2. Vermehrung der äufseren Widerstände durch Stützung.

Über die Anwendbarkeit der zur Verfügung stehenden Mittel kann immer nur nach den besonderen Verhältnissen entschieden werden. Da aber fast überall das Wasser als Hauptförderer der Bodenbewegungen anzusehen ist, so wird eine zweckmäfsige Entwässerungsanlage, in mehr oder minder erheblicher Ausdehnung, auch wenn sie nicht das wesentliche Hilfsmittel bildet, doch stets in Verbindung mit den zu wählenden Abbauweisen anzuwenden sein.

Für die Wahl der Mafsnahmen sind ferner die zur Verfügung stehenden Geldmittel, Baustoffe, Arbeitskräfte und die Jahreszeit mafsgebend. Manche Arbeiten, z. B. besonders Tagebauten in Boden, der vom Wasser leicht durchweicht wird, lassen sich mit Erfolg nur in trockener Jahreszeit herstellen.

Der Schutz der Einschnittböschungen, welcher auch zu den Schutzmitteln gerechnet werden kann, ist in Kap. I (§ 28, S. 162) besprochen.

A. Die Entlastung der Rutschfläche. Ein Erdkörper von dem Gewicht G, auf einer unter dem Winkel α gegen die Lotrechte geneigten starren Fläche ruhend und nur durch die Reibung aufgehalten, ist im Gleichgewicht, wenn

$$G\,(\cos\alpha - f\sin\alpha) \leq 0.$$

Es wird jedoch das Gleichgewicht gestört, sobald

$$G\cos\alpha > Gf\sin\alpha$$

wird. Eine Veränderung von G, d. h. eine Entlastung der Rutschfläche, ändert hieran nichts.[44]) Eine Entlastung wird daher nur dann von Wirkung sein können, wenn der abrutschende Erdkörper sich gegen ein natürliches oder künstliches Widerlager legt, wenn also die Rutschfläche unter der Einschnittsohle wegstreicht oder ein stützender Einbau hergestellt wird.

Nimmt man dagegen eine nachgiebige Rutschfläche an, welche sich bei der Bewegung des abgleitenden Erdkörpers etwa nach Abb. 6 (S. 205) und Abb. 68 (§ 11) geschaffen wird, so würde eine Verminderung der bewegenden Kraft oder eine Entlastung der Rutschfläche doch ein zweckentsprechendes Mittel sein, wie es sich auch als solches bei erfolgten Rutschungen in vielen Fällen erwiesen hat. Allerdings läfst sich die Wirkung der einzelnen Mafsnahmen schwer genau verfolgen, da eine Entwässerung doch stets gleichzeitig ausgeführt werden mufs, die Reibung hierdurch aber vergröfsert wird. So ist durch die im grofsen Mafsstabe ausgeführte, treppenförmig von oben nach unten bis zur Sohle des Einschnitts fortschreitende Entlastung des Abtrags beim Bau der westfälischen Eisenbahn eine planmäfsige Entwässerungsanlage bei 3 Rutschflächen geschaffen (vergl. § 7 No. 1 und Abb. 7, Taf. V).

Als vorbeugendes Mittel würde sonach die Entlastung hauptsächlich bei weicheren Bodenarten, und in den vorerwähnten Fällen, angezeigt erscheinen.

Eine Entlastung in vollem Umfange bis zur Blofslegung der Gleitflächen auszuführen, wird nur in seltenen Fällen, etwa bei starkem Einfallen der Schichten und geringer Ausdehnung der beweglichen Massen, tunlich sein. Bei wenig geneigten Schichten und tiefer Lage der Gleitflächen würde diese Mafsregel meist so erhebliche und kostspielige Arbeiten veranlassen, dafs man von ihr absehen und auf eine Entlastung in beschränktem Mafse Bedacht nehmen mufs.

Bei Ausführung der Arbeiten kann man entweder in der Weise verfahren, dafs man die Rutschfläche in ihrer ganzen Ausdehnung annähernd gleichmäfsig entlastet, sie also überall mit einer Schicht, deren Mächtigkeit nach den Bewegungswiderständen zu bemessen ist, noch bedeckt läfst, oder so, dafs stufenförmig Absätze gebildet werden, deren Stufen eine schwache Neigung behufs Ableitung des Wassers von der Oberfläche erhalten. In letzterem Fall wird es mitunter möglich, die Stufen nach der Bergseite hin bis an die Rutschflächen fortzusetzen, hier das austretende Wasser in Sickerkanälen aufzufangen und unschädlich fortzuleiten (vergl. Abb. 7, Taf. V und § 7 unter No. 1).

Im ersten Fall wird in der Regel die Anlage eines Netzes von Entwässerungskanälen, deren Sohle bis unter die Gleitfläche hinabzuführen ist, erforderlich. Bei dem gleichmäfsigen Abtragen des Bodens wird die Neigung der Oberfläche naturgemäfs eine flachere, als in den Böschungen zwischen den einzelnen Bermen, weshalb die gleichmäfsige Entlastung im allgemeinen in weichen Bodenarten, die stufenförmige in festeren

[44]) W. Heyne, Der Erdbau. Wien 1876. S. 349.

sich mehr empfehlen wird, obgleich bestimmte Regeln darüber sich nicht aufstellen lassen, vielmehr immer die Eigenheit des betreffenden Falles in Rechnung zu ziehen ist.

Über weitere Beispiele vergl. § 7 unter No. 2[b], 3[b], 3[d], 3[e], 4 und die Abb. 1, 4, 7, 9, 10, Taf. VI.

Nach vorstehendem wird man auch zu vermeiden haben, bei nicht ganz sicheren Bodenarten Abtragsboden in der Nähe der oberen Einschnittskante auszusetzen, weil hierdurch eine erhöhte Belastung der Rutschflächen und eine Vergrößerung der bewegenden Kraft herbeigeführt werden würde.

B. Vermehrung der Bewegungswiderstände.

1. Vermehrung der Reibungswiderstände a) durch Beseitigung der Gleitschichten, in denen die Rutschflächen sich bilden, ist nur in seltenen Fällen durchführbar. Man hat sie mit Erfolg bei Bodenbewegungen von geringer Ausdehnung und bei nicht zu tiefer Lage der Rutschflächen vorgenommen, indem man den oberen Boden zunächst in einem schmalen Streifen bis auf die schlüpfrige Bodenschicht abgegraben und diese entfernt, darauf einen zweiten Streifen in Angriff genommen, mit dem guten Boden die erste Lücke ausgefüllt, die bloßgelegte weiche Schicht in der gewonnenen Breite wieder beseitigt und so fortschreitend allmählich den schlüpfrigen Boden in der für erforderlich erachteten Ausdehnung ausgehoben hat. — Wenn hierbei das Wiederausfüllen des Bodens unter Beachtung der für eine feste Lagerung geeigneten Vorsichtsmaßregeln geschieht, durch Bildung von Stufen, durch Auftragen in dünnen Schichten, durch sorgfältiges Stampfen und zweckentsprechende Entwässerung, Einbauen von Sickerkanälen oder dergl., so gewinnt man zugleich ein Widerlager gegen die von oben etwa nachschiebenden Massen und es bedarf oft nur der Umarbeitung des Bodens in einer verhältnismäßig geringen Ausdehnung, um das Widerlager wirksam zu machen.

Anstatt des Vorgehens in Streifen rechtwinkelig zu der Einschnittsrichtung können die einzelnen Arbeiten auch in Streifen gleichlaufend mit der Bahnrichtung vorgenommen werden.

Nach Perdonnet[45]) (vergl. Taf. V, Abb. 8) hat man z. B. bei Soultz auf der französischen Ostbahn, wo der gebildete Abtrag die wasserführende Schicht durchschnitten, den rutschenden Boden in Streifen von 5 bis 8 m Breite (gleichlaufend mit der Bahnrichtung gerechnet) bis auf die Rutschfläche ausgehoben und die gute Erde zur späteren Wiederverwendung seitlich abgelagert; dann in die feste Tonschicht Absätze von 2 m Breite und nach dem Einschnitt ansteigend eingeschnitten, am Fuße eines jeden Absatzes Sickergräben eingelegt, welche das Wasser einem Kanal, rechtwinkelig zum Einschnittsgraben und in diesen mündend, zuführen, und endlich den guten Boden wieder eingefüllt bis zur ursprünglichen Geländehöhe.

In dem Teile des Einschnittes, wo die schlüpfrige Schicht tief unter dem Planum lag und Bewegung bis nach den Schienen hin verursachte, mußte dem die Tonschichten erweichenden Wasser ein geeigneter Abzug verschafft werden. Zu dem Zwecke legte man nach Taf. V, Abb. 9 oberhalb des Einschnittes einen Längssickergraben an, aus welcher das Wasser in einen Sickergraben quer über die Böschung und so in den Einschnittgraben geleitet wurde. Das durch die Böschung sickernde Wasser wird durch eine Lage Kies, die auf der Oberfläche der Rutschfläche und bis unter dem Einschnittgraben ausgebreitet ist, angesammelt und an einzelnen Stellen einem Längssickergraben zugeführt, der in der Bahnachse auf der ganzen Länge des Einschnittes angebracht ist.

Bei tiefer Lage der Gleitflächen kann unter besonderen Umständen ein unterirdisches Abbauen der Rutschflächen angebracht sein und dann meist in einzelnen Streifen oder durch ein Netz von Stollen, die später mit Steinen ausgepackt werden und teils unmittelbar zur Vermehrung der Reibung beitragen, teils mittelbar, indem sie als

[45]) Traité elementaire u. s. f. I.

Entwässerungsanlagen wirken. Die dabei vorkommenden Arbeiten sind im wesentlichen denen gleich, welche bei Besprechung der Entwässerungsanlagen unter c) erörtert werden.

b) Anheften des zum Rutschen geneigten Bodens auf der Rutschfläche durch Flechtzäune, Pfähle, ausbetonierte Eisenrohre, Eisenbahnschienen, Spundwände mit Steinumpackung und Wasserdurchlässen und durch einzelne Mauerwerkspfeiler (vergl. Abb. 7, Taf. VI). Dieses Verfahren ist nur in leichteren Fällen anwendbar und empfiehlt sich nur, wenn die losen Schichten fest genug sind, um nicht weggedrückt zu werden. Auch mufs bei den oben erwähnten Befestigungsmitteln die Möglichkeit der Bildung von Wassersäcken berücksichtigt werden.

c) Entwässerungsanlagen. Zu den Entwässerungsanlagen behufs Vermehrung des Reibungswiderstandes in den Gleitflächen gehören zunächst diejenigen zur Fernhaltung des Tagewassers von den gefährdeten Stellen und sodann die Abfangung des zu den wasserführenden Schichten gelangenden oder die Ableitung des in ihnen vorhandenen unterirdischen Wassers.

Die Arbeiten zur Oberflächenentwässerung bestehen in der Abgleichung der Bodenoberfläche, in dem Sammeln und Ableiten des Tagewassers durch offene Gräben, Kanäle und ähnliche allgemein bekannte Anlagen, durch welche das Stehenbleiben und das Eindringen des Wassers in den Erdboden vermieden werden soll. Um diesen Zweck zu erreichen, ist auf ein reichliches Gefälle und bei losem, als auch leicht rissig werdenden Tonboden auf eine Befestigung und Dichtung der Sohle Bedacht zu nehmen, damit nicht Wasserbehälter entstehen, die dem Unterboden zur Wasserentnahme dienen.

Eine häufigere Ableitung der Gräben nach dem Einschnitte, unter Umständen unter dem Einschnitte hinweg wird sich empfehlen.

Die Trockenlegung der unterirdischen wasserführenden Schichten erfolgt durch Röhrendrainierungen, mit Steinen ausgepackte Gräben, Rigolen, Sickerkanäle, Sickerschlitze, Entwässerungsstollen und Schächte.

α) Die Lage der Entwässerungsanlagen. Für die zweckmäfsige Anordnung der Entwässerung ist die genaue Kenntnis des Untergrundes unerläfslich. Die den einzelnen Zügen zu gebende Richtung ist am zweckmäfsigsten nach Schichtenplänen, wie sie in § 4 erwähnt wurden, festzustellen, wobei im allgemeinen die Regel zu befolgen ist, die wasserführenden Schichten annähernd rechtwinkelig zu ihrer Gefällrichtung mit den Sammelanlagen zu durchschneiden. In letzteren ist das Wasser den an geeigneten Stellen anzuordnenden Lösestellen, Abfallrinnen, Abzugskanälen, Querschlitzen, Stollen u. s. w. zuzuführen. Auch hier wird man darauf sehen müssen, das Wasser möglichst auf dem nächsten Wege und an mehreren Stellen, wie schon oben erwähnt, nach aufsen abzuleiten.

Die Lage der Entwässerungsanlagen, namentlich der Schlitze und Stollen, bestimmt sich zunächst durch die Tiefenlage und das Streichen und Fallen der Rutschfläche im Verhältnis zur Einschnittrichtung, ferner durch die Gröfse des trocken zu legenden Erdkörpers, welcher einen genügenden Widerstand durch den vermehrten Zusammenhalt und die vergröfserte Reibung gegen den Schub der oberhalb liegen bleibenden, nicht entwässerten Masse leisten mufs. Tritt die Rutschfläche oberhalb des Einschnittes zu Tage, so wird man das Wasser oberflächlich von der Rutschfläche abfangen. Dies Vorgehen ist wegen des hierzu erforderlichen ausgedehnten Grunderwerbs oder einer entsprechenden Belastung des Grund und Bodens schwer durchführbar.

Je tiefer die Rutschfläche unter dem Boden liegt, je mehr Gleitflächen vorhanden sind, um so weiter wird man die Entwässerungsanlagen von der Achse des Einschnittes oder auch des Dammes[46]) entfernt anlegen müssen. Je nach der Gröfse dieses Abstandes wird in dem abgeschnittenen Bodenkörper noch ein zweiter Schlitz oder Stollen oder die Anlage mehrerer mit dem ersten gleichlaufenden Entwässerungszüge erforderlich werden. Kommt der Erdbau in erheblicher Entfernung vom Fufse der Rutschung zu liegen, so wird auch unterhalb des Erdwerkes eine Entwässerung angelegt werden müssen.

Da beim Bau eines Verkehrsweges an einer Lehne die Achse sich annähernd den Schichtlinien anschliefst, so werden die Sickerschlitze oder Stollen, welche das Wasser von der Gleitfläche abfangen sollen, auch annähernd gleichlaufend mit der Achse des Verkehrsweges herzustellen sein.

Liegt die Achse des Erdbaues dagegen geneigt zur Rutschfläche, dann wird auch die Richtung der Entwässerungsanlagen nicht gleichlaufend mit ihr anzunehmen sein. Dies wird ebenfalls zutreffen, wenn die Linie zwar mit der Rutschfläche gleichläuft, aber eine zu geringe Neigung gegen die Wagerechte hat, als dafs sich ein genügendes Gefälle für die mit der Linie gleichlaufend angelegten Entwässerungsanlagen ergeben würde.

Wird bei Vorhandensein mehrerer Rutschflächen die Ausführung mehrerer Stollen erforderlich, so können die in verschiedener Tiefe anzuordnenden Stollen je nach der Wasserdurchlässigkeit und der Tiefenlage und Neigung der Schichten von der Achse des Erdbaues an gerechnet treppenförmig anzuordnen sein. Bei starker Neigung der Schichten kann hierbei der Fall eintreten, dafs alle Stollen in eine Wagerechte fallen.[47])

Unregelmäfsigkeiten der Gleitfläche, wie Mulden und Einsenkungen, werden durch die Anlage zweier, durch schräge Zwischenstollen verbundener Hauptstollenzüge überwunden.

Ist nach den Vorerhebungen eine erheblichere Bodenbewegung nicht zu erwarten, so genügt auch das Eintreiben von mehreren (10 bis 20 m langen) Querstollen von möglichst geringem Querschnitte (0,7 × 0,7 m) in die Rutschfläche. Ihre Entfernung voneinander (wenigstens 20 m) bestimmt sich durch die gegenüber Längsschlitzen oder -stollen zu erzielende Kostenersparnis. Längs- und Querstollen werden auch nebeneinander angeordnet (vergl. Taf. VI, Abb. 2, 4, 5, 8 u. 9).

Streicht die Rutschfläche unter der Einschnittsohle durch und ist ein Aufstauchen der Sohle zu befürchten, so wird bei einfachen Verhältnissen die Abteufung von Schlitzen mit der Einschnittachse gleichlaufend, die in dem unteren Bahngraben bis auf die Rutschfläche hinabgeführt und gut entwässert werden (vergl. Abb. 26), oft genügen.[48]) Der Ausbau der Gräben und die Anordnung von die Rutschfläche durchschneidenden Querrippen, ähnlich wie in Abb. 26 u. 27, Taf. V, ist dann am Platze.

β. Die Anordnung der Entwässerungsanlagen im einzelnen. Drainröhren und Sickerkanäle empfehlen sich zur Entwässerung des ganzen Geländes bei geringer Tiefenlage der wasserführenden Schichten unter der Oberfläche, wobei die Rutschfläche meist in der Böschung ausläuft. Sie werden in der bekannten Weise mittels Aushebens offener, bis unter die Gleitfläche in den festen Boden reichender

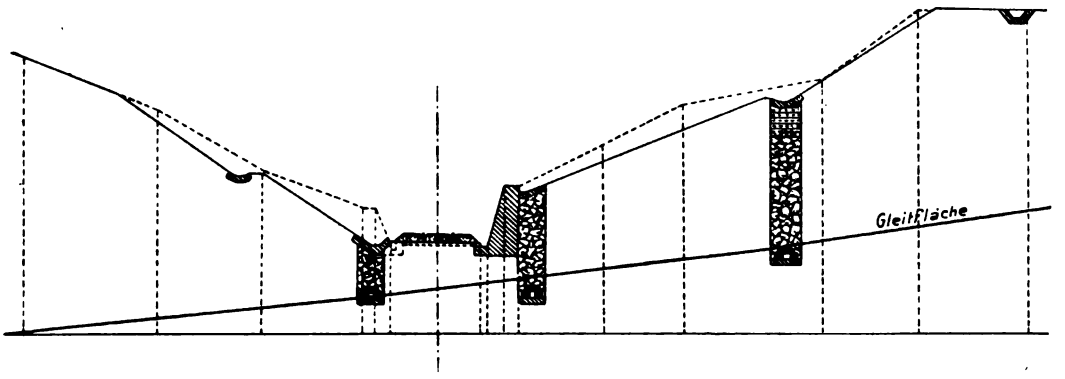
---

[46]) Vergl. § 8.

[47]) L. E. Tiefenbacher, Die Rutschungen. Wien 1880. S. 57.

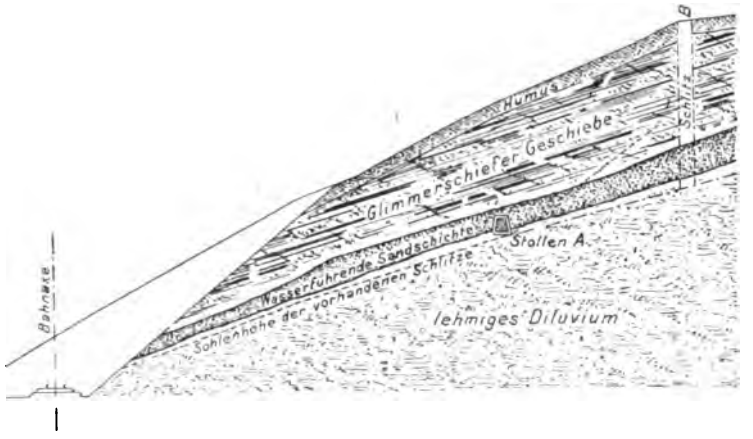
[48]) Vergl. Lib. Sodano, Consolidamento dei terreni franosi. Torino 1896. S. 87 u. Tav. V, Fig. 1.

Abb. 26. *Trockenlegung der Rutschfläche durch Sickerschlitze auf der Eisenbahn von Palermo nach Porto Empedocle.*



Gräben hergestellt und nach Einlegung der Röhren bezw. Auspackung mit Steinen, grobem Kies oder Schlacken bis zu der erforderlichen Höhe und nach Bedeckung des Filterstoffes mit Platten, Rasen, Reisig, Moos u. dergl. in ihrem oberen Teil mit Erde wieder zugefüllt.

Abb. 27. *Anlage von Stollen und Schlitzen an der Arlberg-Bahn.*[49])



Bei gröfserer Tiefenlage der Rutschfläche finden tief genug eingeschnittene Sickerschlitze Anwendung zur Sammlung und Abführung des unterirdischen Wassers. Sie werden zu Tage unter sorgfältiger Sicherung der Erdwände ausgehoben und meist mit Steinen gefüllt (vergl. Abb. 26). Gegenüber den bergmännisch getriebenen Stollen durchschneiden die Sickerschlitze das Erdreich auf eine gröfsere Höhe und treffen alle Wasseradern, mit welchen der Boden von der Oberfläche bis zur Sohle des Schlitzes durchzogen sein kann (vergl. Abb. 27). Die durch sie bewirkte Trennung der Massen ist bei Bodenarten mit erheblichem Zusammenhalt ein nicht zu unterschätzender Nachteil, der bei der Wahl des Mittels wohl zu berücksichtigen ist. Da die Kosten der Sickerschlitze mit ihrer Tiefe bedeutend wachsen, so ist auch deshalb ihre Anwendung eine beschränkte. Bei dem Vorhandensein mehrerer Gleitschichten in gröfserem Abstand untereinander hat man Schlitze und Stollen in der Weise vereint, dafs für die Ent-

[49]) Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, S. 45.

wässerung der untersten Schichten ein Stollen und für die der oberen ein Schlitz hergestellt wurde.

Aus Sparsamkeitsrücksichten wird man die Breite der Schlitze, besonders wenn ihre Tiefe beträchtlich ist, auf das zur Herstellung derselben unbedingt erforderliche Mafs von etwa 0,75 bis 1 m einzuschränken suchen. Bei starkem Wasserandrang ordnet man Sohlenkanäle an und macht die Schlitze den Verhältnissen entsprechend breiter. Meist werden sie der Linie des gröfsten Gefälles folgend in den tiefsten Punkten der Gleitfläche liegend mit senkrechten oder schwach geneigten Wänden abgeteuft, die unten durch Hölzer abgespreizt und nach Bedarf verschalt werden. Die Verschalungsbretter werden mit Zwischenräumen angebracht, um dem Wasser einen freien Abfluſs zu gestatten und die Bodenschichtung erkennen zu können. Zur Vermeidung eines allzu grofsen Druckes auf die Zimmerung ist es ratsam, nicht zu grofse Längen auf einmal in Angriff zu nehmen, sondern am Ausgangspunkte beginnend Absätze von etwa 10 bis 15 m, und die anstofsenden Stücke erst nach Auspackung der bereits fertigen abzuteufen. Das Wasser kann dann mit dem Vorwärtsschreiten der Arbeit ungehindert abfliefsen.

Die in sich gut zu verspannende Auspackung geschieht wenigstens so hoch hinauf, wie der Boden entwässert werden soll und am besten mit möglichst unregelmäfsigen, wetterbeständigen Bruchsteinen, Hochofenschlacken, grobem Kies mit den zur Wasserabführung erforderlichen Zwischenräumen. Im obersten Teile können die Schlitze mit Erde ausgestampft werden, nachdem zum Schutz gegen das Eindringen derselben in die Packung letztere mit Platten, Rasen, Reisig oder Stroh oder in der Nähe wachsendem Ginster abgedeckt ist. Eine Verschlämmung der Sickeröffnungen und ein Nachgeben der Auspackung mufs verhütet werden.

In Gegenden, wo die Herbeischaffung geeigneter Steine grofse Schwierigkeiten bereitet, hat man zur Not wohl nur den unteren Teil des Schlitzes mit Steinen ausgefüllt und darüber Scheitholz, welches in stets feuchter Lage eine lange Dauer hat, in der Weise geschichtet, dafs dasselbe zugleich eine Verspreizung der Wände bewirkt.

Die in den unbeweglichen Boden durchgehends wenigstens 0,50 m einzuschneidende Sohle wird, wenn dieser Boden zur Herstellung einer ebenen und dichten Sohle nicht ohne weiteres geeignet ist, durch ein muldenförmiges, nach Bedarf in Zementmörtel gesetztes Pflaster aus Bruchsteinen oder besser aus festen Ziegelsteinen, auch durch eine Rinne aus Beton oder Mauerwerk befestigt. Über der Rinne werden bei starkem Wasserandrange Kanäle aufgebaut. Geeignetenfalls bringt man auch auf die Sohle des Schlitzes eine Schicht Kies und bettet in diese Drainröhren in einfacher oder mehrfacher Lage neben- bezw. übereinander (vergl. Abb. 45, § 7).

Von besonderer Wichtigkeit ist die Anordnung eines fortlaufenden und genügenden Gefälles, nicht unter 1 : 100. Bei in Mörtel gepflasterter oder betonierter Sohle wird man auf 0,5 % herabgehen können, je nach der Stärke des Wasserzuflusses und der Länge der Entwässerung, der Art der Füllstoffe und des begrenzenden Bodens. Auch ein zu grofses Gefälle ist mit Rücksicht auf den Wasserangriff zu vermeiden. Wo ein fortlaufendes Gefälle nicht zu erreichen ist, wie häufig bei wellenförmiger Gestaltung der wasserführenden Bodenschicht, wird die Sohle mit wechselndem Gefälle, sattelartig, angelegt und von den tiefen Stellen aus das Wasser durch Drains, Querschlitze oder Stollen zu Tage abgeführt.

Die den Sickerschlitzen ähnliche Anlage der auch als Strebepfeiler wirkenden Steinrippen ist in diesem Paragraphen unter No. 2, c) (S. 230) besprochen.

Entwässerungsstollen und Schächte. Entwässerungsstollen werden zur Abführung des Wassers hergestellt bei bedeutenderer Tiefenlage der wasserführenden Schichten, zumal wenn dieselben unter der Einschnittsohle abfallen, insbesondere wenn das Wasser sich blofs auf der undurchlässigen Schicht findet und der Boden nicht in seiner ganzen Tiefe von Wasseradern durchzogen ist. Je nach der Lage der wasserführenden Schichten und nach den sonstigen Bodenverhältnissen werden sie in der Regel als Längsstollen oder Querstollen angeordnet.

Der Ersparnis wegen sucht man die Querschnittsabmessungen über die für die Vornahme der bergmännischen Arbeiten erforderlichen nicht wesentlich auszudehnen, wenn nicht die Gröfse des Wasserandranges und die zu dessen Bewältigung einzubauenden Kanäle solches erheischen. Mittlere Mafse für den Ausbau sind 1 m für die Breite, 1,5 m für die Höhe bei rechteckigem Querschnitt, 1 m für die obere und 1,5 m für die untere Breite bei trapezförmigem Querschnitt.

Z. B. sind die Stollenabmessungen im Einschnitte bei Dockenberg der Bahn von Paris nach Mühlhausen der Breite und Höhe nach 0,8 m und 1,4 m; an der Bebra-Hanauer Bahn 1,25 m und 1,88 m; an der österreichischen Südbahn bis 2 m und 1,8 m; an den sizilianischen Eisenbahnen 1 m bis 1,40 m und 2 m hoch (vergl. Taf. V, Abb. 11 und 16 bis 18 und Taf. VII, Abb. 9).

Während der Ausführung der Stollen wird die Verpfählung ebenso wie bei den Schlitzen und Schächten mit Zwischenräumen hergestellt und unter den Fufsschwellen zur Abführung des Wassers ein kleiner Kanal angeordnet.

Nur in seltenen Fällen werden die Stollen nach ihrer Vollendung unausgefüllt gelassen, um sie später begehen und untersuchen zu können. In der Regel wird die Bölzung herausgenommen und der ganze Raum, mit Ausnahme der freien Wasserzüge, mit Steinen oder Kies ausgepackt, damit durch die Verspannung der Wasserabzug gesichert ist. In dem vorerwähnten Einschnitte bei Dockenberg sind die Stollen unten mit Kies, oben mit trockenen Steinen ausgefüllt und im Kies liegen 0,25 m über der Sohle je zwei Drainröhren von 10 cm Weite, aus welchen das Wasser nach einem in der Achse des Bahnplanums liegenden, 30 cm weiten Rohre geleitet wird. Eine ähnliche Anordnung der Drainröhren zeigt Abb. 17, Taf. V.

Für den Abzug gröfserer Wassermassen ist, wie bei den Sickerschlitzen, auch hier die Herstellung eines Gerinnes oder Kanales aus Trockenmauerwerk mit Schlitzen über der dicht gepflasterten oder betonierten muldenförmigen Sohle ein geeignetes Mittel (vergl. Taf. V, Abb. 10, 11 u. 18 und Taf. VII, Abb. 9).

Schächte kommen in Verbindung mit Entwässerungsstollen zur Ausführung, teils um Angriffspunkte für den Stollenvortrieb zu gewinnen, teils unmittelbar zur Entwässerung, in welchem Falle sie ähnlich wirken wie die Sickerschlitze.

An der Brenner-Bahn hat man nach Abb. 14 bis 18, Taf. V in grofsartiger Weise eine Reihe von Schächten durch mehrere übereinander liegende Stollenzüge verbunden, deren tiefster das Wasser den unter der Eisenbahn durchgetriebenen und zu Tage ausmündenden Querstollen zuführt. In die Hauptstollen von 2 m Breite und 1,8 m Höhe sind Kanäle von 0,7 m Höhe bei 0,5 m Breite eingebaut, welche auf einer Kiesschicht ruhen und mit Steinen überpackt sind. In den kleineren Stollen sind Drainröhren in Kies gebettet. Über ähnliche Anlagen an den sizilianischen Bahnen vergl. § 7 unter 5.

Bei starkem Wasserandrang wird das Abteufen der Schächte sehr erschwert. Man geht deshalb auch in der Weise vor, dafs man von den Entwässerungsstollen aus

Aufbrüche zu den höher liegenden durchnäfsten Schichten treibt, so dafs die Wasserhebung fortfällt.

Hinsichtlich der Ausführung der bergmännischen Arbeiten kann auf den I. Teil der 3. Aufl. dieses Handbuchs, Kap. IX, Tunnelbau, erster Abschnitt, insbesondere die Stollen- und Schachtzimmerung (S. 156 u. 164) verwiesen werden.

Verschiedene Beispiele über Stollenentwässerung finden sich in § 7 unter 2ª, 3ª, 3ᶜ, 3ᵈ, 3ᵉ, 5 und 8.

2. Vermehrung der äufseren Widerstände und zwar durch Stützung.

a) Erdpackungen kommen besonders bei Steinmangel in Frage. Durch die Erdpackung wird am Fufse der rutschenden Schichten ein äufserer Bewegungswiderstand geschaffen. Ihr Erfolg hängt wesentlich von der Schaffung eines sicheren Lagers, einer sachgemäfsen Ableitung des unterirdischen Wassers und Abhaltung des Tagewassers ab. Der genügend trockene Boden von gutem Zusammenhalt mufs sorgfältig in dünnen Lagen gestampft und gegen die äufseren Angriffe des Wassers durch ausreichende Bekleidung geschützt werden. Für die sichere Lagerung ist die Entfernung der schlüpfrigen, das Gleiten befördernden Bodenschichten unerläfslich, für die Ableitung des unterirdischen Wassers das Einbauen von Sickerkanälen, Drains oder ähnlichen Anlagen in dem durch die besonderen Verhältnisse gebotenen Umfange.

Auch hier ist bei der Ausführung der Arbeiten die gleichzeitige Inangriffnahme grofser zusammenhängender Strecken zu vermeiden, also in kurzen Abteilungen mit der Entfernung des Bodens vorzugehen und das Widerlager schnell wieder herzustellen, um das Gleichgewicht der beweglichen Schichten möglichst wenig zu stören. Der Widerstand solcher Erdpackungen bezw. Gegenbankette, Gegendämme gegen Verschieben wird erhöht, wenn man der Sohle eine Neigung nach innen gibt, bei grofser Breite in mehreren Absätzen (vergl. S. 224 nebst Abb. 8, Taf. V, auch Abb. 7 u. 9, Taf. VI).

Bei Herstellung der Erdpackung aus nicht durchlässigem Boden ist es häufig geboten, zwischen dem gewachsenen Erdreich und dem Widerlager eine Sickerwand aus trockenem Mauerwerk oder anderen durchlässig angeordneten Stoffen aufzuführen, um das aus dem Innern des Erdreiches austretende Wasser schnell abzuführen und nicht in die Erdpackung gelangen zu lassen.

b) Einzelne Erdpfeiler statt der zusammenhängenden Erdwiderlager können sich bei beträchtlichem Zusammenhalt der über den Rutschflächen lagernden Bodenmassen empfehlen; ihre Entfernung ist nach dem Grade des Zusammenhalts zu bemessen, ihre Herstellung erfordert aber besondere Sorgfalt hinsichtlich der Wahl und Bearbeitung des Bodens, sowie der Ableitung des Wassers.

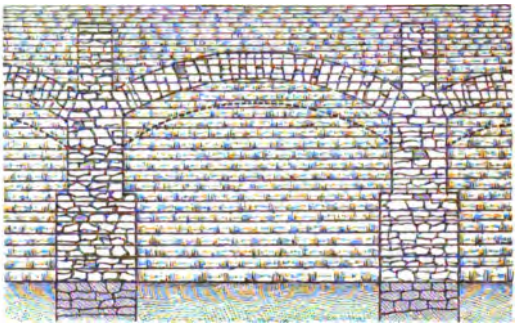
Z. B. hat man an der London-Croydon-Eisenbahn in England günstige Erfolge mit Strebepfeilern aus festgestampftem Kies erzielt, welche bis zur Oberkante der Böschung reichen und unten sich gegen eine künstliche Bank aus Kies stützen, die sich nach der ganzen Länge der Rutschung erstreckt und deren Sohle in den festen Boden mit nach innen geneigten Stufen eingeschnitten ist.

c) Steinrippen. An Stelle der Erdpfeiler werden vielfach Steinrippen — Strebepfeiler, Sporen *(éperons, spéroni)*, aus trockenem Mauerwerk ausgeführt, das sind Quermauern —, welche rechtwinkelig zu der Einschnittachse oder in der Richtung des stärksten Gefälles der Gleitfläche mit geneigter Sohle angelegt, bis in den festen Boden hinabgeführt, sorgfältig mit Steinen ausgepackt und an der Oberfläche nach der Einschnittböschung abgeglichen, zugleich als Stützen und als Entwässerungsanlagen wirken. Zu letzterem Zwecke mufs selbstverständlich für ungehinderten Abflufs des Wassers am Fufse der Steinrippen Sorge getragen werden. Die Herstellung derselben geschieht in

ähnlicher Weise wie die der oben besprochenen Sickerschlitze. Eine genaue Angabe über das auf Grund langer Erfahrungen an der Paris-Mittelmeer-Bahn bei Anlage derselben befolgte Verfahren findet sich in § 7 unter No. 6.

Gewöhnlich werden die Steinrippen von unten bis oben gleich breit ausgeführt. Statt dessen hat man sie mitunter in den unteren Teilen der Böschung breiter gemacht, als in den oberen und den Übergang durch Absätze vermittelt, welche dem zwischenliegenden Boden Stützen gegen das Herabgleiten bieten sollen. Die Stärke senkrecht zur Böschung nimmt man durchgehends gleich grofs oder man versieht sie mit Absätzen. Ferner hat man, wenn zu befürchten war, dafs der Zusammenhalt des Bodens nicht genügen würde, um den Boden zwischen den Pfeilern in seiner Lage zu erhalten, Entlastungsbögen angeordnet (s. Abb. 1 u. 4, Taf. V). In Abb. 28 ist eine von dem französischen Ingenieur Collin angegebene Bauart gezeichnet, die bei tiefen Einschnitten dahin abgeändert ist, dafs statt des einen Bogens zwischen zwei Pfeilern deren mehrere übereinander hergestellt sind. Man wird sich indessen hüten müssen, bei derartigen Anlagen aus trockenem Mauerwerk von den einfachsten Formen zu sehr abzuweichen.

Abb. 28. *Steinrippen mit Entlastungsbögen.*



In der Regel ist der Wirkung solcher Steinrippen als Entwässerungsanlagen eine gröfsere Bedeutung beizumessen als der stützenden Wirkung. Man gibt ihnen daher auch meist eine nur beschränkte Breitenausdehnung von 0,6 bis 1,2 m und ordnet sie dann in so geringen Abständen an, dafs die zwischen ihnen ruhenden Erdmassen an einer selbständigen Bewegung verhindert werden.

Schon Robert Stephenson hat beim Bau der Eisenbahn von London nach Birmingham bei Rutschungen in der bewegten Masse 1,5 m breite Steinrippen in 4,5 m Abstand voneinander ausgeführt. An der North Eastern-Eisenbahn hat man ferner Steinrippen 0,75 bis 0,90 m breit in 6 m Entfernung voneinander aus Hochofenschlacken hergestellt und am Fufse derselben eine Mauer angeordnet.

In Abb. 24 u. 25, Taf. V sind Steinrippen aus einem Einschnitte der Eisenbahn Nevers-Chagny in Frankreich dargestellt, wo auf eine Länge von etwa 255 m deren 34 in Breiten von 1 bis 2 m und in Abständen von 5 bis 10 m vorkommen. Bei dem Querschnitte Abb. 24 liegt die Rutschfläche bedeutend höher als die Einschnittsohle. Die Steinrippen reichen hier mit ihrer Hauptmasse bis eben unter die Rutschfläche und sind im vorderen Teile bis auf die im Grundbau aus Mörtelmauerwerk, im übrigen aus Trockenmauerwerk bestehende Böschungsmauer fortgesetzt.

In dem Einschnitte bei Epinay sur Seine der grofsen Pariser Gürtelbahn (Chemin de fer de grande ceinture de Paris) in Mergelboden mit wasserführenden Schichten sind nach Abb. 28, Taf. V, Steinrippen von 0,60 m Breite und 0,80 m Tiefe in Abständen von 5 zu 5 m in die Böschungen eingebaut, auf Lagen von Moos und Heidekräutern. Die Oberfläche der Steinrippen ist mit einer 0,10 m starken Kiesschicht bedeckt und darüber die 0,20 m starke Bekleidungsschicht aus fruchtbarer Erde gelagert. Die Einschnittsgräben haben gemauerte Wände und Sohlen aus Beton erhalten.[50])

Beim Bau der Linie von Toul nach Pont St. Vincent der französischen Ostbahn[51]) hat man den Sporen einen Längsschnitt senkrecht zur Böschung nach Abb. 29 gegeben. Je nach der Beschaffenheit des Bodens liefs man die hintere Begrenzung des verstärkten Fufses bis BC, $B'C'$ oder $B''D$ reichen. Der Querschnitt der Sporen geht aus Abb. 31 hervor.

[50]) Revue générale des chemins de fer 1885, II. S. 42.

[51]) Revue générale des chemins de fer 1901, S. 522.

Abb. 29.
Anordnung der Steinrippen der franz. Ostbahn (Längsschnitt).

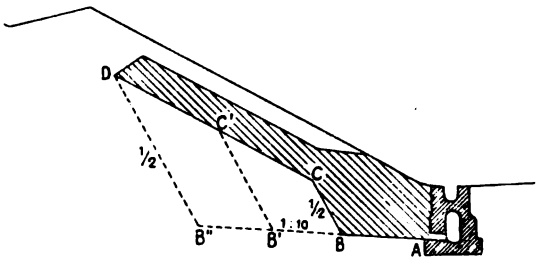
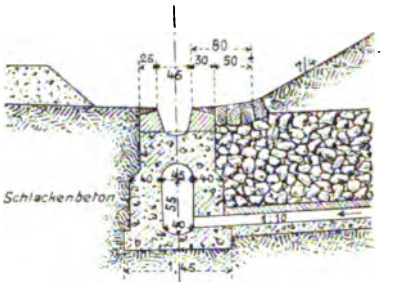
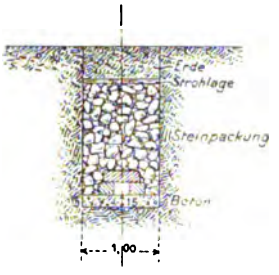


Abb. 30. *Sammelkanal.*



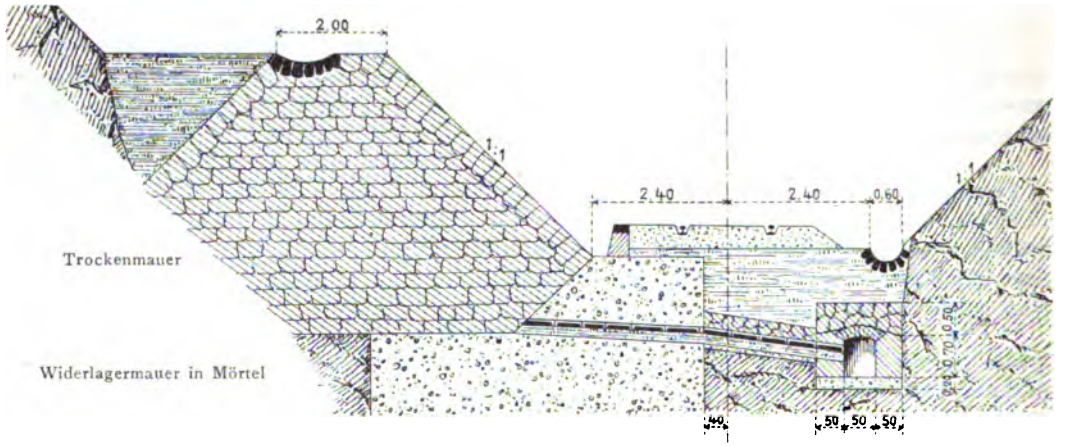
Die Breite der Sporen beträgt 0,60 bis 2,00 m, die Stärke etwa 1,00 m (vergl. auch § 7, No. 10). Die Entwässerung der Sporen findet geschützt gegen Frost nach einem unter dem Betongraben liegenden Sammelkanal aus Beton statt (vergl. Abb. 30).

Abb. 31.
Querschnitt eines Sporen.



d) Stütz- und Futtermauern. Überwölbung. Mufs aber ein Hauptgewicht darauf gelegt werden, den auf der Gleitfläche lagernden Massen einen Ersatz für die durch den Einschnitt verlorenen Widerlager zu schaffen, so wird man in geeigneten Fällen statt einzelner Rippen zusammenhängende Steinpackungen von dem Querschnitt jener Steinrippen oder standfähige Trockenmauern anwenden (vergl. Taf. V, Abb. 12, 13, 30; Taf. VI, Abb. 2, 4, 5, 6).

Abb. 32. *Einschnittentwässerung mit Fufsstützung der Eisenbahn von Genua nach Asti.*



Wo jedoch bedeutende Schubkräfte auftreten, gegen welche diese Anlagen als Widerlager wirken sollen, erweist sich ihr geringer Zusammenhang als ungenügend; die Masse widersteht nicht als ein zusammenhängendes Ganzes und indem sie anfangs in einzelnen Teilen nachgibt, wird nicht selten allmählich ihre Zerstörung herbeigeführt.

In dieser Beziehung ist das Verhalten der in Mörtel ausgeführten Stütz- und Futtermauern ungleich günstiger. Sie sind aber in der Herstellung teuer und da sie, um wirksam zu sein, eine grofse Stärke erhalten müssen, so werden sie als Widerlager gegen Bodenrutschungen in ihrer gewöhnlichen Form und Ausbildung nicht häufig an-

gewandt. Bei dem Bau der sizilianischen Eisenbahnen erwies sich der Versuch, die schiebenden aufgeweichten Erdmassen durch Mörtelmauern zu stützen, als völlig verfehlt (vergl. hierüber § 7, No. 5). Vergleiche das Beispiel § 7, No. 7 mit Abb. 19 bis 22, Taf. V, sowie Abb. 30, Taf. V, auch die Textabbildungen 32[52]), 33[53]), 34.[54])

Abb. 33. *Stützmauer im Einschnitt der Eisenbahn von Argenteuil nach Mantes.*

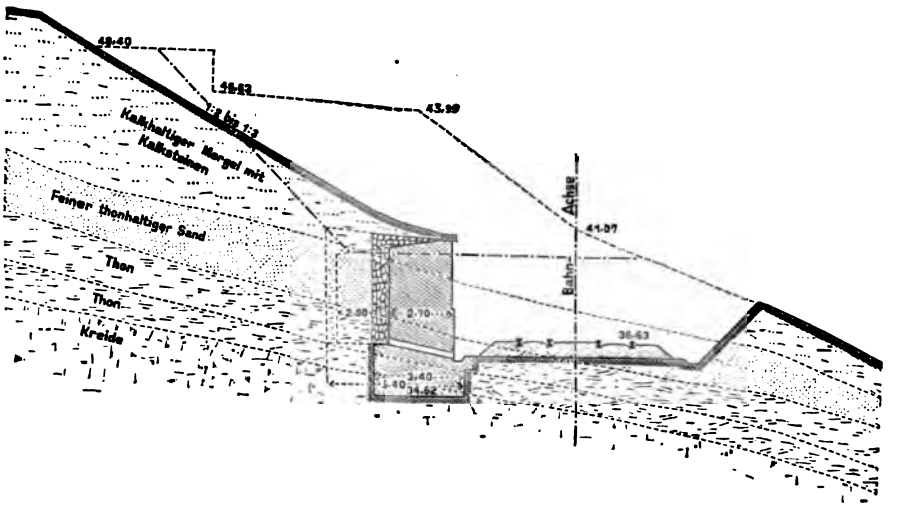
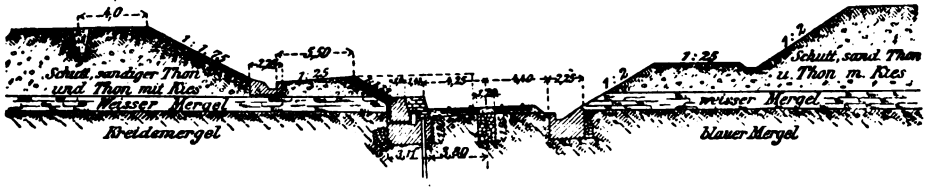


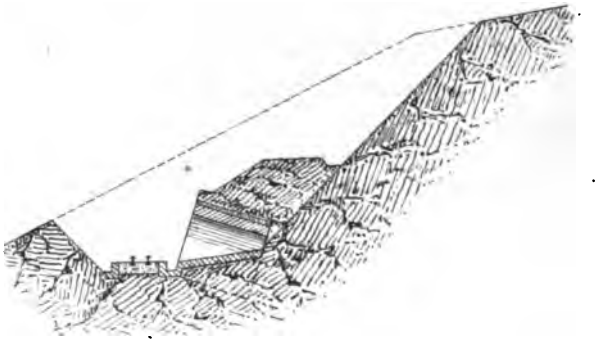
Abb. 34. *Stützmauer mit Pfählen und Strebepfeilern an der französischen Nordbahn.*



Auch hat man nach Abb. 35 die Stützmauer aufgelöst.[55])

Mitunter sind die Mauern aber nur als Mittel benutzt, um den Bodendruck auf feste Stützpunkte zu übertragen und erscheinen dann an ihrem Platze. So hat man wohl die zu beiden Seiten des Einschnittes aufgeführten Mauern durch Sohlengewölbe verbunden und dadurch den Seitendruck des beweglichen Bodens auf die gegenüberliegende Einschnittswand übertragen.

Abb. 35. *Belastete Pfeiler und Bogen als Stützmauer.*



[52]) Vergl. V. Baggi, Costruzione della sede stradale. Torino 1903. S. 149 u. Tav. XIX und Houselle, Bauausführung der ital. Mittelmeer-Eisenbahn. Deutsche Bauz. 1903, S. 7.

[53]) Vergl. Frahm, Zeitschr. f. Bauw. 1900, S. 95.

[54]) Vergl. Barkhausen, Erdarbeiten. Handbuch der Baukunde S. 72 und Abb. 62.

[55]) Vergl. V. Baggi, Costruzione della sede stradale. Torino 1903. S. 142, Fig. 169.

Ein Beispiel hierzu bietet der Einschnitt bei Blisworth auf der London- und Birmingham-Bahn[56]) (s. Taf. X, Abb. 15). Derselbe trifft eine 7 bis 8 m mächtige Kalksteinschicht, darunter eine wasserführende Tonschicht. Um zu verhindern, dafs letztere unter dem Gewicht des Felsens und der oben liegenden Erdmassen herausgedrückt werde und die oberen Schichten zum Rutschen bringe, sind beide Einschnittswände mit etwa 6 m hohen Bruchsteinmauern, bis unter den Fufs des Felsens reichend, eingefafst und diese durch Strebepfeiler in etwa 6 m Entfernung verstärkt, letztere aber durch Sohlengewölbe gegenseitig abgestützt. Zur Ableitung des Wassers dienen Sammeldrains hinter den Futtermauern mit Abzugskanälen durch die Mauer (s. Kap. III).

Man hat die Mauern auch in ihrem oberen Teile durch Gewölbe gegenseitig gestützt und, indem man das Gewölbe mit Erde überschüttet, so den offenen Einschnitt durch einen Tunnel ersetzt.[57])

Fallen die wasserführenden Schichten von beiden Seiten nach dem Einschnitt ein, wodurch leicht eine Sohlenhebung veranlafst wird, so erscheint eine an dem Einschnitte bei Dockenberg der Eisenbahn Paris-Mühlhausen zur Ausführung gekommene, in Abb. 26 u. 27, Taf. V dargestellte Anordnung empfehlenswert, bei welcher unter der Sohle des Einschnittes bogenartige Querrippen als Stützen für die zu beiden Seiten des Einschnittes und in dessen Längenrichtung angeordneten Spannbögen eingelegt sind.

Von gutem Erfolge hat sich in einzelnen Fällen die Herstellung getrennt stehender Mauerkörper erwiesen, welche den Druck der beweglichen Massen teils unmittelbar, teils mittels Bögen oder ähnlicher Konstruktionen aufnehmen (Taf. VI, Abb. 11 bis 14). Die Massenverteilung ist bei solchen Anlagen in der Regel günstiger als bei den geschlossenen Futtermauern der gewöhnlichen Querschnittsformen.

Bei der Ausführung solcher geschlossenen Mörtelmauern ist wohl zu beachten, dafs, weil dieselben an sich nicht wasserdurchlässig sind, auf die Anordnung von Drains, Kanälen oder anderen geeigneten Wasserabzügen in ausreichendem Mafse Bedacht zu nehmen ist (vergl. auch Abb. 33).

§ 6. Einschnittrutschungen infolge Verminderung des Zusammenhalts. Gegenmafsnahmen. Derartige Rutschungen, durch natürliche Ursachen hervorgerufen, wie in § 2 unter No. 1 a. β. und § 4 unter B. des näheren ausgeführt ist, können für sich oder in Verbindung mit der Wirkung von Gleitflächen auftreten. Die Gleitfläche kann sich aber auch erst infolge der Bewegung gebildet haben. Hier kommen mehr örtliche Bodenbewegungen in Frage, namentlich

1. **Rutschungen infolge Erweichung des Böschungsfufses im Bahngraben.** Dies ist einer der am häufigsten vorkommenden Vorgänge. Besonders häufig kommt dieser Vorgang im Schliefboden (Triebsand, Flottlehm, auch Kujawka genannt) vor. Die hier erforderliche Befestigung der Seitengräben und die Trockenlegung des Bahnkörpers zur Verhütung von Frostbeulen ist nach einer im Bezirke der Königl. Eisenbahndirektion Breslau durchaus bewährten Anordnung in Abb. 36 dargestellt.

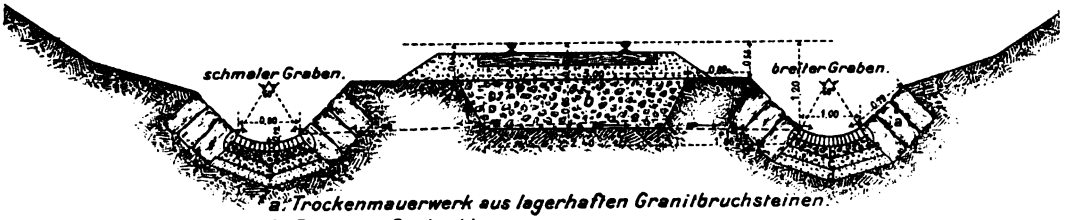
Das Quellwasser des Schliefbodens wird in Richtung der Pfeile aus der Rigole durch die mit Moos ausgestopften Stofsfugen der Widerlager in die Mulde des Sohlengewölbes abgeführt. Letzteres verspannt die beiden Grabenböschungen und hält den Bodenauftrieb zurück. Die nach den Gräben entwässerte Grobschlagpacklage unter dem Gleis hat sich nicht überall als erforderlich herausgestellt. Auf der Strecke Militsch-Wirschkowitz sind die Gräben auf mehr als 1,5 km in dieser Weise befestigt, bei Iduny Einschnittgräben einseitig auf 1800 m. Die Kosten eines Meters Grabenbefestigung betragen 12 M.

---

[56]) Brees, Railway Practice I. und Kap. III.

[57]) Vergl. W. Cauer, Über die Ausführung der Galleria artificiale. Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 151.

Abb. 36. *Grabenbefestigung im Schliefboden.*

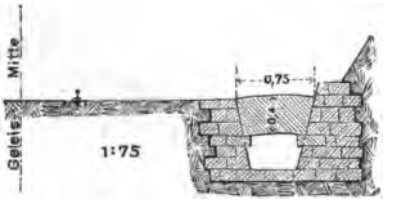


Die Böschungen, die sonst nicht zu halten gewesen wären, sind jetzt mit Luzerne eingesät und mit Obstbäumen bepflanzt und verpachtet.[58])

Auch hat man mit Erfolg auf der Bahnlinie Hildesheim-Braunschweig unter der Sohle der Einschnittgräben einen Sickerschlitz von 0,60, besser von 1,00 m ausgehoben und auf der Sohle einen 9 cm weiten Drainstrang verlegt und diesen mit Kies verfüllt.[59])

Auf der Berlin-Coblenzer Bahn hat man das Grabenmauerwerk gegen den seitlichen Druck der Rutschmassen durch Stützbögen abgesteift.[60])

Abb. 37.
Abstützung des Grabenmauerwerks durch Bögen.



2. Das Auftreiben der Einschnittsohle ohne Vorhandensein einer Rutschfläche (vergl. § 5, S. 220) wird verhindert durch Auspackung der Einschnittsohle auf eine Tiefe von 1,0 bis 2,0 m. Diese Packung mufs besonders entwässert werden (vergl. Abb. 5 u. 6, Taf. VI). Die Sohlenpackung kann auch wie in Abb. 26 u. 27, Taf. V aufgelöst werden.

3. Ein- und Abstürze der Böschungen. Schalen- oder muschelförmige Ausbrüche von geringer Ausdehnung werden wieder hergestellt, indem man die gebildete Rutschfläche, ähnlich wie bei Dämmen (§ 9, Abb. 56 und Abb. 12 u. 13, Taf. VII), abtreppt und dann Steinrippen und Packungen einbaut, welche erforderlichenfalls als Entwässerungs-(Sicker-) Anlagen auszubilden sind, die das Wasser in die Bahngräben abführen. Das Zufrieren der Sickeröffnungen ist zu verhüten, weshalb unter Umständen unter dem Bahngraben ein Kanal wie in Abb. 31 angeordnet wird.

Bei Böschungseinstürzen in nicht zu erheblicher Ausdehnung werden bei geringer Geländeneigung und nicht zu grofser Tiefe der Einschnitte zunächst Abflachungen der Böschungen oder die Herstellung von Stützmauern in Frage kommen.

Die Wahl eines geeigneten Böschungswinkels und der gewöhnlichen Böschungsbefestigung sind in § 28 des Kap. I (S. 160) des näheren erörtert.

Gegen die durch Wassergehalt und Frost veranlafsten Böschungseinstürze werden die schon erwähnten Entwässerungsanlagen anzuwenden sein. Unter Umständen genügt auch schon die Befestigung des Grabens mit Rasen, Pflaster oder die Anlage kleiner Trockenmauern. Einzelne Quellen werden mittels Sickerschlitzen abgefangen und abgeleitet.

Tritt in der Böschung eine wasserführende Schicht zu Tage, so wird man ihrem Laufe folgend nach Abb. 38 den Einschnitt entlang einen Sickergraben (Rigole) her-

---

[58]) Diese Angaben beruhen auf freundlichen Mitteilungen des Königl. Regierungs- u. Baurats Schulze in Krotoschin (vergl. auch Zentralbl. d. Bauverw. 1894, S. 408).

[59]) Vergl. Krekeler, Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 156.

[60]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1885, S. 215 und § 7 unter No. 2 a.

stellen, dessen Sohle in den festen Boden eingreift und der mit trockenen Steinen oder grobem Kies ausgefüllt und mit Rasen oder flachen Steinen abgedeckt wird. Damit solche Rigolen das Wasser schnell und sicher abführen, ist ein ausreichendes Gefälle (nicht unter $^1/_{100}$) und je nach Umständen eine Befestigung der Sohle, am besten durch Pflasterung aus Backsteinen in Mörtel oder durch Beton erforderlich. Die Mafse sind der Bedeutung des Wasserlaufes entsprechend zu wählen; meistens wird eine untere Breite von 0,25 bis 0,30 m genügen.

Abb. 38. *Sickergraben in der Böschung.*

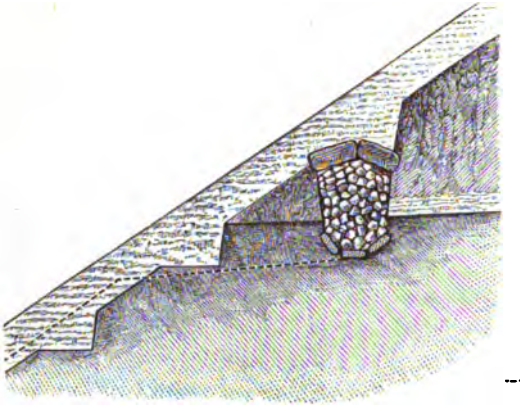
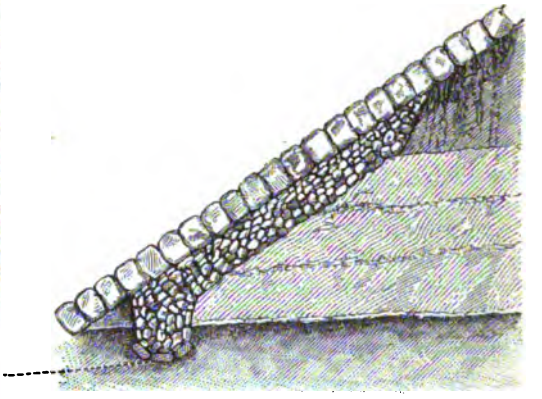


Abb. 39. *Sickeranlage in der Böschung.*



An den durch die Örtlichkeit bedingten tiefen Punkten, nach welchen die Rigole Gefälle hat, werden Querdrains mit starkem Seitengefälle (etwa $^1/_{20}$) nach dem Einschnitt hin gelegt, welche das Wasser den Böschungsrinnen zuführen. Letztere werden mitunter auch als bedeckte Sickerkanäle mit einem Querschnitt, wie für die Rigole angegeben, hergestellt.

Hat die wasserführende Schicht eine gröfsere Mächtigkeit oder liegen mehrere dünne Schichten in geringen Abständen übereinander, so kann man nach Abb. 39 die Rigole wieder in den festen Boden einschneiden und über ihr eine aus trockenen Steinen oder grobem Kies bestehende, vor die wasserführenden Schichten gelagerte Filterdecke herstellen, die später mit Steinpflaster oder Rasen bekleidet wird. Mitunter wird auch eine Anordnung nach Abb. 40 angebracht sein.

Abb. 40. *Sickergraben in der Böschung.*

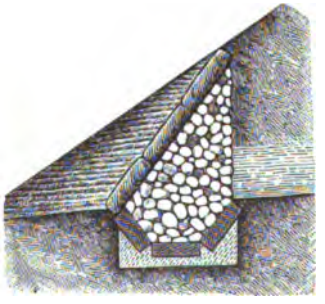
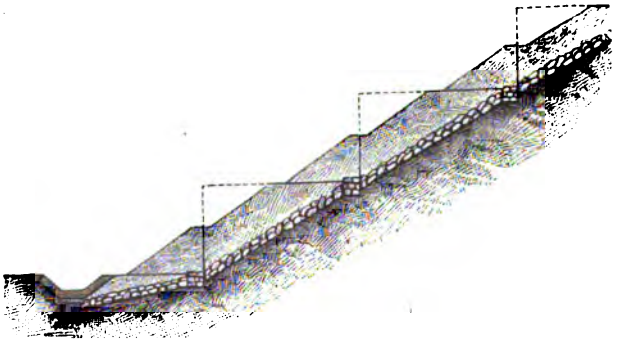


Abb. 41. *Sickeranlage als Böschungsschutz.*



Ein anderes Verfahren besteht nach Henz-Streckert darin, dafs der Einschnitt nach den in Abb. 41 punktierten Linien gebildet, in jeder einspringenden Ecke ein Längensickerkanal eingeschnitten und mit Gefälle nach den einzelnen, nicht zu weit

voneinander entfernten Lösungspunkten geleitet wird. Dann werden die vorstehenden Ecken der Absätze den planmäfsigen Böschungsneigungen entsprechend abgegraben und mit dem dabei gewonnenen Boden die dreieckigen Prismen, in deren äufserstem Winkel die Sickerkanäle liegen, ausgefüllt. Dieses verhältnismäfsig billige Verfahren empfiehlt sich auch noch dadurch, dafs es schon während Ausführung der Abtragsarbeit wirksam ist und den Einschnitt gegen Wasserbeschädigungen sichert.

Auf der Friedrich Franz-Bahn in Mecklenburg hat man bei den nassen Bahneinschnitten, welche dort häufig vorkommen, gleich bei Ausführung der Erdarbeiten unter die einzelnen Bermen mindestens 0,95 m tief Drains gelegt, oben anfangend und mit dem Fortschreiten der Abtragung auf die zweite, dritte Berme u. s. w. übergehend (Abb. 23, Taf. V). Aus den Längendrains, die ein ausreichendes Gefälle erhalten haben, wird das Wasser an einzelnen Stellen durch Haupt-Querdrains, rechtwinkelig zur Bahnachse, gelegentlich auch durch Steinpackungen in die Bahngräben geleitet.

Ist jedoch der Wasserzudrang lebhafter und der Boden wenig standfähig, so werden neben der Drainierung der Bahngräben noch Böschungsrippen oder Steinböschungen, welche sich auf den ganz aus Steinpackung gebildeten Böschungsfufs und das Grabenpflaster stützen, anzuwenden sein (vergl. Abb. 12 u. 13, Taf. V).

In Ermangelung von Steinen und um Kosten zu ersparen, werden auch wohl Faschinen und Flechtzäune angewendet, die zwar wegen ihres geringen Gewichtes und wegen ihrer Vergänglichkeit wenig zu empfehlen sind, aber dennoch bei leichten Rutschungen und zu vorübergehenden Zwecken, auch bei Einschnitten, oft recht gute Dienste leisten.

Auch hat man mit gutem Erfolg Brunnen gesenkt, die das Wasser aus dem umliegenden Boden ansammeln und den Abzugskanälen zuführen.

Solche Brunnen sind beispielsweise an der Lübeck-Büchener Bahn $^1/_2$ Stein stark, etwa 1 m weit, teils in Trockenmauerwerk mit Moosfugen, teils in Zement mit Öffnungen für das Wasser hergestellt, bis unter die Sohle des Einschnittes geführt und durch ein Drainrohr nach dem Einschnittgraben entwässert.[61])

In ähnlicher Anordnung sind Brunnen zur Entwässerung der Böschungen des Einschnittes bei Brentwood der Eastern Counties-Eisenbahn in England gesenkt.

§ 7. Beispiele von Einschnittrutschungen.

1. Rutschung beim Bau der Gebirgsstrecke der westfälischen Eisenbahn[62]) (vergl. Taf. V, Abb. 7). Ein Felseinschnitt durchschneidet drei wasserführende Rutschflächen, die ihren Ursprung unter einer mächtigen, aber zerklüfteten Sandsteinlagerung nehmen. Das durch diese Schichten sickernde Tagewasser gelangt an verschiedenen Punkten auf diese drei übereinander liegenden Tonschichten und gelangt auf deren Oberfläche bis zur Talsohle, wo es in Quellenform zu Tage tritt. Schon beim Beginn der Aushebung des geplanten Einschnittes $a\,b\,c\,d$ setzte sich die Wand $a\,b$ in Bewegung und es folgten die auf den oberen Rutschflächen liegenden Bodenschichten, so dafs der vordere Teil der Steinlage seine Stütze verlor und nachstürzte. Die Arbeiten zur Aufräumung des verschütteten Einschnittes blieben erfolglos, da beim Tiefergehen immer neue Bodenmassen in Bewegung kamen und die in der Bodenoberfläche sich bildenden Risse immer gröfser wurden und sich landeinwärts erstreckten. Um weiter arbeiten zu können, blieb daher nur übrig, den Abhang in solcher Weise zu entlasten, dafs jede der drei Rutschflächen angeschnitten und damit Absätze $e\,f$, $g\,h$, $i\,k$ und $l\,b$ gebildet wurden. Das Wasser der einzelnen Rutschflächen wird in den Längenkanälen f, h und k, welche in den Ecken der wagerechten Absätze in den Tonschichten eingeschnitten sind, gesammelt und an geeigneten Stellen abgeführt. Diese Absätze sind demnächst muldenförmig abgepflastert worden, um auch das Tagewasser, welches auf dieselben fällt, nach den Kanälen zu leiten und das Eindringen desselben in den Boden zu verhindern,

---

[61]) Vergl. Allg. Bauz. 1845, S. 255.

[62]) Siehe Henz-Streckert, Praktische Anleitung zum Erdbau. Berlin 1874. S. 132.

während die Böschungen der Wände so steil gehalten sind, als das Gestein es gestattete. Der Einschnitt ist dadurch vollständig gesichert worden, wenngleich mit bedeutendem Arbeitsaufwande, welcher wahrscheinlich erheblich geringer gewesen wäre, wenn schon gleich beim Beginn der Arbeit eine angemessene Entlastung und Entwässerung der Rutschflächen vorgenommen worden wäre.

2. Rutschungen auf der Teilstrecke Treysa-Malsfeld im Zuge der Berlin-Coblenzer Eisenbahn.[63]) Die Bahnlinie bewegt sich anfangs in der Tertiär- oder Braunkohlenformation, dann in dem mittleren Teile in der Formation des bunten Sandsteins und auf der weiteren Strecke wieder im Tertiärgebirge.

Auf der letzten Strecke geht sie über ein stark geneigtes Plateau, welches eine dünne Decke tertiärer Sande und Tone trägt, die bei Ausführung der Bahn infolge umfangreicher Rutschungen sehr grofse Schwierigkeiten bereitete.

Die in der angeschnittenen Tertiärformation vorkommenden Bodenarten sind fast ausschliefslich Ton und Sand, häufig in Wechsellagerung miteinander. Der Ton ist in der Regel nicht mehr fest in seinem ursprünglichen Lager, sondern durcheinander geschoben und vom Wasser aufgeweicht. Die zwischenliegenden Sandschichten finden sich alsdann sehr wasserreich als sogenannter Triebsand und bewirken ein Flüssigwerden, ein Schwimmen des Gebirges, wie sich dies namentlich in dem nachstehend unter a. näher beschriebenen Einschnitte bei Leimsfeld in ausgeprägtester Weise gezeigt hat.

Nicht minder umfangreich und gefährlich können auch Rutschungen in der Sandsteinformation auftreten, wenn zwischen den einzelnen Felslagen dieser Formation dünne Tonschichten lagern, welche sich infolge des Hinzutrittes von Nässe zu Gleitflächen ausbilden, wie dies im bunten Sandstein von Hessen fast durchweg der Fall ist. Die interessanteste und grofsartigste Rutschung in diesem Gebirge ist die unter b. beschriebene im Beise-Tale an der Roten Mühle.

a) Rutschung im Leimsfelder Einschnitt (Taf. V, Abb. 10 bis 13). Das Gelände, welches hier behufs Durchführung der Bahn in einer mittleren Tiefe von 9 m eingeschnitten werden mufste, besteht im oberen Teile aus gemischtem Lehm- und Tonboden, im unteren aus schwarzem Ton. Zwischen beiden Gebirgsarten lagert reiner Triebsand.

Bald nachdem der Tonboden angeschnitten war (im Herbst 1876), zeigten sich, unterstützt durch anhaltende Nässe, welche den schwarzen Ton aufweichte, Rutschungen namentlich an den muldenförmigen Einsenkungen des unteren Tonbodens, indem das hier sich ansammelnde Wasser den Triebsand in Bewegung setzte und hierdurch veranlafste, dafs der darüber liegende durchweichte, bezw. seiner Unterlage beraubte Lehmboden mitgeführt wurde. Die Rutschungen nahmen einen derartigen Umfang an, dafs die Erdförderung mit Arbeitszug bis Juni 1877 eingestellt werden mufste.

Um diesen Bewegungen entgegenzutreten, sind in die Einschnittswände Stollen und Schlitze getrieben, welche das Wasser den Böschungen zuführen, von wo es durch gemauerte Mulden oder durch Sickerrinnen in die durch Steinpackungen befestigten Einschnittgräben gelangt (Abb. 10 bis 13).

Die Stollen, welche je nach dem Auftreten des Wassers in Längen von 7 bis 10 m durch den Ton bis in die wasserführende Sandschicht reichen, haben meistens eine dort angesammelte bedeutende Wassermenge abgeführt. Nach Abführung dieses Sammelwassers sind dann die Stollen im hinteren Teile mit Steinen ausgepackt, während im vorderen Teile, an der Böschung, eiserne oder tönerne Röhren eingelegt sind, um dem nachfliefsenden Wasser einen stetigen und regelrechten Abzug zu gewähren. Als weitere Sicherheitsmafsregel wurden ferner Randgräben neben der oberen Böschungskante hergestellt und Abpflasterungen der Böschungen vorgenommen.

Durch diese Arbeiten ist der gröfseren Bewegung Einhalt getan; dagegen sind mehrfach noch kleinere Rutschungen und Ausbrechungen der Böschungen vorgekommen, gegen welche mit gutem Erfolge Fufsmauern (Abb. 12 u. 13) angeordnet wurden. Dieselben sind geeignet, die Böschung nach und nach auszutrocknen und halten aufserdem den Druck der über sie als Schlamm hinwegfliefsenden Böschungsmassen aus. Es war Absicht, die gerutschten Massen so lange stets wieder zu entfernen, bis die Böschungen den ihnen zukommenden Ruhewinkel gebildet haben, worauf dann eine wirksame Befestigung durch Anpflanzung von Akazien erfolgen sollte.

Zur Sicherung des Grabenmauerwerkes gegen den seitlichen Druck der Rutschmassen sind die Grabenwände durch Bögen gegenseitig abgestützt (vergl. Abb. 37, S. 235).

b) Rutschung im Einschnitt an der Roten Mühle. Der durch eine Bergnase geführte Einschnitt hat in der Mittellinie der Bahn eine Länge von 285 m und eine gröfste Tiefe von 22,8 m.

---

[63]) Lehwald, Die Rutschungen auf der Teilstrecke Treysa-Malsfeld (Nordhausen-Wetzlar) im Zuge der Berlin-Coblenzer Eisenbahn. Zeitschr. f. Bauw. 1885, S. 210 ff.

Nach dem Entwurf betrug der Inhalt bei Annahme $1^1/_2$facher Böschungen 131 652 cbm. Von einer Verschiebung der Linie nach der Spitze der Bergnase wurde wegen kostspieligen Grunderwerbs (Ankauf der Mühle) Abstand genommen, eine Rücksichtnahme, die teuer bezahlt werden mufste.

Das Gebirge besteht aus übereinander gelagerten, bis zu 2 m hohen Schichten gesunden bunten Sandsteines, welche durch viele verschieden hohe, vereinzelt sogar bis 0,5 m starke Lettenschichten getrennt sind und in einer Neigung von etwa 1 : 3 nach dem Tale hin fallen. Eigentliche Quellen sind nicht vorhanden, jedoch war der Einschnitt infolge des Eindringens von Tagewasser durch Bodenspalten häufig sehr nafs.

Die ersten Bewegungen zeigten sich im Sommer 1877 und hatten eine Verdrückung des für den englischen Einschnittsbetrieb hergestellten Stollens zur Folge, so dafs dieser Betrieb im Mai 1878 eingestellt werden mufste und Förderung vor Kopf eingeführt wurde.

Sofort nach den ersten Anzeichen von Erdrutschungen, wobei sich namentlich tiefe Spalten im oberen Waldgebiet, schon ziemlich entfernt von der angenommenen oberen Böschungskante zeigten, wurde oberhalb dieser Spalten ein Entwässerungsgraben hergestellt, um das von dem höher liegenden Gelände dem Einschnitt zufliefsende Wasser in die Längenrichtung der Bahn abzuleiten. Da die Spaltenbildung bergwärts immer weiter fortschritt, so mufste verschiedene Male ein neuer Graben ausgehoben werden, während der vorher angelegte mit den Rutschmassen verschwunden war. Heftige Niederschläge veranlafsten bedeutende Rutschungen und eine Ausfüllung des fast bis auf Planum hergestellten Einschnittschlitzes bis auf 15 m Höhe.

Es wurde nun beschlossen, den Fufs der Böschung durch eine in Mörtel auszuführende kräftige Futtermauer zu sichern, und mit Herstellung derselben in dem Mafse, wie die Aufräumungsarbeiten im Einschnitte fortschritten, vorzugehen. Die Arbeit gelang so weit, dafs im August 1879 der Betrieb eröffnet werden konnte. Zu dieser Zeit war die bergseitige Böschung an den am meisten zum Abrutschen geneigten Stellen etwa in der Neigung von 1 : 3 und derartig ausgebildet, dafs hinter der Futtermauer noch ein bis 10 m breites Bankett zur Aufnahme rutschender Massen vorhanden war. Die Menge der bis dahin aus dem Einschnitte geförderten Massen war das $2^1/_2$fache gegenüber den im Anschlage vorgesehenen.

Neue Bewegungen entstanden im Frühjahr 1880, die Rutschmassen hatten das hinter der Futtermauer freigelassene Bankett bald ausgefüllt und drückten dann gegen die Futtermauer, welche auf 65 m Länge umgeworfen wurde, während die Rutschmassen zum Teil bis auf 3 m an die Gleismitte heranrückten und neue ganz erhebliche Aufräumungsarbeiten veranlafsten.

Der stehengebliebene Teil der Futtermauer wurde nun wesentlich verstärkt und der Aufbau des im Mörtelmauerwerk wieder herzustellenden Teiles in der Weise vorgenommen, dafs zwischen 10 m im Lichten voneinander entfernten Widerlagspfeilern Bogen gespannt wurden. Die Ausführung der Mauer erfolgte vorerst der Zeit- und Kostenersparung wegen nur in einer Höhe von 2 m über Grabensohle. Die Notwendigkeit einer etwaigen Höherführung sollte erst durch weitere Beobachtungen festgestellt werden.

Die Trockenpackung hinter der Futtermauer wurde auf 1 m Stärke bemessen und zur besseren Entwässerung der Rutschmassen wurden aufserdem noch hinter der Trockenpackung ein Netz von tief eingeschnittenen und mit Steinen ausgepackten Sickerschlitzen, welches sich auf 8 bis 12 m von der Mauer ab in die Böschung hinein erstreckte, angelegt.

Die oberhalb der Bahn gelegenen Massen wurden sattelförmig eingeebnet, um hierdurch und durch die mit Steinen ausgefüllten Sickerrinnen eine schnelle Oberflächen-Entwässerung zu erzielen. Die bei den Rutschungen entstandenen Risse wurden vorher sorgfältig ausgefüllt und ausgestampft, die Böschungsflächen nach Feststellung der Regelungsarbeiten schliefslich besamt und mit Akazien oder anderen geeigneten Holzarten bepflanzt.

Der oben erwähnte Graben oberhalb der oberen Böschungskante sollte mit besonderer Sorgfalt neu hergestellt werden; die Ausführung der Futtermauer wurde auf die ganze Länge ausgedehnt.

Die Arbeiten sind mit geringen, durch die Örtlichkeit gebotenen Änderungen zur Ausführung gelangt und haben den erhofften Erfolg gehabt.

c) Rutschung im Einschnitt an der Kunstmühle (Taf. V, Abb. 29 bis 31). Der in der Bahnachse etwa bis 10 m tiefe Einschnitt ist in eine Berglehne von etwa 22° Neigung eingeschlitzt, die in ihrem oberen Teil aus Basalterde besteht, über welche sich Lehm und Ton gelagert haben und welche mit zahlreichen feinen, roten sandigen Tonlagern von häufig nur 1 oder 2 cm Stärke durchsetzt ist. Diese feuchten, sehr schwachen Tonschichten liegen in den verschiedensten Neigungen und bilden die Gleitflächen nach gestörtem Gleichgewicht. Der Umfang des gerutschten Bodens in einzelnen Zeitabschnitten ist aus dem Lageplan (Abb. 29) zu erkennen.

Anfangs suchte man das Bahnplanum dadurch zu sichern, dafs man nach Entfernung der vorgerutschten Massen behufs besserer Entwässerung der unteren Einschnittsböschung an der Bergseite einen aus starkom Mauerwerk gebildeten Graben anlegte, in welchen zahlreiche, in die Böschung eingeschnittene Entwässerungskanäle mündeten. Die Rutschungen vergröfserten sich aber fortwährend und zerdrückten und hoben die gemauerten Gräben, so dafs zur Anlage von Stollen geschritten werden mufste, um die Gleitflächen zu durchschneiden und zu entwässern.

Es geschah dieses in der Weise, dafs eine Gleitfläche erfafst und soweit verfolgt und durchschnitten wurde, wie der Bau es gestattete. So sind die Hauptstollen I bis IV (Abb. 29, Taf. V) entstanden, welche dann später je nach Bedürfnis mit Abzweigungen versehen und miteinander in Verbindung gebracht sind. Eine bedeutende Wasserlösung ist nun zwar mit diesen Stollen nicht erreicht, wohl aber sind durch die erzielte Trennung der Gleitflächen zunächst gröfsere Bewegungen verhindert.

Bei den Rutschungen war das Planum um etwa 50 cm über die projektmäfsige Höhenlage gehoben und man fürchtete, dafs bei Senkung desselben die seitlich drückenden Massen in gefahrbringender Weise an Widerlager verlieren würden. Man trieb deshalb, auch um die unter dem Planum liegenden Gleitflächen zu durchschneiden, vorsorglich am Fufse der Böschung gleichlaufend mit der Bahn einen 3 m tiefen Stollen, welcher, sorgfältig mit Steinen ausgepackt, die durchschnittenen Gleitflächen nach dem Ende des Einschnittes hin entwässerte (Abb. 31). Diese 3 m starke Steinpackung hat $1\,^1/_2$ Jahre lang weitere Bewegungen verhindert, im März 1880 aber erfolgte beim Abgehen des Schneewassers ein abermaliger Absturz von Rutschmassen auf das Planum, woraus geschlossen wurde, dafs die Böschung immer noch nicht genügend entlastet war.

Nach Entfernung der etwa 25000 cbm betragenden Rutschmassen zeigte sich die vorerwähnte Auspackung nirgends beschädigt. Es wurde nunmehr zu einer noch weiteren Sicherung des Böschungsfufses durch Anlage einer Trockenmauer nach Abb. 30, Taf. V geschritten, welche man auf der erwähnten Stollenauspackung errichtete.

Auch hierdurch ist den Bewegungen nicht gänzlich Einhalt getan, es entstanden vielmehr (1882) neue Abbrüche, welche eine Verlegung des Gleises nötig machten. Spätere Rutschungen warfen an zwei Stellen die Mauer um (vergl. die Ausführungen S. 223, die Abfangung des Wassers oberhalb an den Rutschflächen war augenscheinlich ungenügend).

Seit jener Zeit aber sind weitere Bewegungen nicht bemerkt worden und es läfst sich annehmen, dafs nunmehr, nach weiterer Entlastung bei vorhandener Stützung und Entwässerung, andere Sicherheitsvorkehrungen unterbleiben können.

3. Rutschungen in Einschnitten der Bebra-Hanauer Eisenbahn.[64]) Auf der im Dezember 1868 eröffneten 17,5 km langen Strecke vom Distelrasen bis zum Bahnhof Steinau der Bebra-Hanauer Eisenbahn und vorzugsweise in der Nähe des als Spitzkehre angelegten Bahnhofs Elm sind teils während des Baues, teils nach Eröffnung des Betriebes Rutschungen an Auf- und Abträgen in ganz aufsergewöhnlichem Umfange eingetreten, die in der unten angegebenen Quelle eingehend besprochen und durch mustergiltige Zeichnungen dargestellt sind. Die Bedeutung dieser Rutschungen läfst sich daraus ermessen, dafs die durch sie im ganzen erwachsenen Mehrkosten annähernd zu 2649000 M. berechnet sind, für das Kilometer etwa zu 151000 M. Die Wiederherstellungsarbeiten bieten eine Fülle lehrreichen Stoffes dar und geben bemerkenswerte Belege zu dem Inhalt der vorhergehenden Paragraphen.

Die Bebra-Hanauer Bahn durchbricht die Wasserscheide zwischen Weser und Rhein in dem die Ausläufer der Rhön und des Vogelsberges verbindenden Höhenzuge, dem sogenannten Distelrasen, in einer Höhe von 386,5 m über der Nordsee.

Der vorbezeichnete Höhenzug hat auf der nördlichen Seite eine mäfsige Abdachung und war hier ohne Schwierigkeiten zu ersteigen; auf der Südseite dagegen fällt derselbe so steil ab, dafs die Bahn, zumal ein Tunnel am Distelrasen vermieden werden sollte, nicht unmittelbar in das etwa 190 m tiefer gelegene Kinzigtal geführt werden konnte. Um deshalb die für das vorgeschriebene gröfste Gefälle von 1:100 erforderliche Länge zu gewinnen, wurde die Bahn zunächst, an dem südlichen Abhange der Wasserscheide bis oberhalb des Dorfes Elm, woselbst die Bahn nach Gemünden abzweigt, und sodann an demselben wieder zurückgeführt.

Während die nördliche Seite des Distelrasens und der Sattel des Bergrückens selbst unter der Geländeoberfläche aus festem, in gröfserer Tiefe in bunten Sandstein übergehendem Rotschiefer besteht, auch die Täler vorzugsweise von den Schichtengruppen des bunten Sandsteins und des Muschelkalkes gebildet wurden, sind sowohl die südlichen steileren Abhänge des Distelrasens, als auch die südöstlichen

---

[64]) Bolte, Die Rutschungen an der Bebra-Hanauer Eisenbahn. Zeitschr. f. Bauw. 1871, S. 69 ff.

Abhänge auf dem rechten Kinzig-Ufer gröfstenteils von den bei den Ausbrüchen der Rhön und des Vogelsberges durch die Schichten der Trias in die Höhe gestiegenen und später abgeschwemmten Basaltmassen, sowie von einer sehr mächtigen Lehmerde, welche nach der Tiefe allmählich in Ton übergeht, überlagert.

Bei diesen Ausbrüchen sind die Sedimentgesteine vielfach gehoben, verworfen und aufgerichtet, demnächst auch gröfsere Massen des Muschelkalkes weggespült worden und nur kleinere Teile desselben an geschützten Stellen liegen geblieben.

Die aufgelagerten Basaltmassen sind unter steter Einwirkung von kohlensäurehaltigen Gebirgswassern zu einer lockeren, durchlässigen Erde von grünlichgrauer oder braungrauer Färbung verwittert, durch welche die Quell- und Tagewasser leicht bis auf den undurchlässigen Ton eindringen und letzteren, namentlich in nasser Jahreszeit, auf der Oberfläche sehr schlüpfrig machen. Wurde nun das Gelände zur Herstellung des Bahnkörpers eingeschnitten, hierdurch aber das Gleichgewicht der übereinander gestürzten Massen gestört, so entstanden — gefördert durch den Zufluſs von Wassern, welche ungesehen, darum aber auch um so sicherer ihr Zerstörungswerk ausübten — hauptsächlich durch Abgleiten der über dem Ton lagernden Massen Rutschungen, deren Bewältigung sehr umfangreiche Arbeiten erforderlich machte.

Aber nicht nur durch das Einschneiden des Geländes, sondern auch durch das Belasten desselben mit Dämmen oder Ablagerungen wurden erhebliche Rutschungen veranlafst, da der innere Zusammenhang der oberen, leicht beweglichen, mit Feuchtigkeit geschwängerten Massen zufolge derartiger Belastungen, namentlich da dieselben bei dem starken Quergefälle des Geländes niemals gleichmäfsig waren, überwunden wurde und sich sodann der gewachsene Boden mit dem darauf geschütteten Damme, bis auf die meistens 2,5 bis 3,75 m unter der Geländeoberfläche liegenden Tonschichten in Bewegung setzte.

In einzelnen Fällen ist jedoch das Abrutschen der Dämme auch durch die zufolge der hohen Dammschüttungen sehr starke Zusammenpressung der oberen, weichen Bodenschichten herbeigeführt, da hierdurch die Quellenläufe unterbrochen wurden, das Wasser der letzteren sich in den Fufs des Dammes zog und die angeschütteten Massen so lange erweichte, bis dieselben dem Drucke der darüber lagernden Massen nicht mehr widerstehen konnten.

Die Mittel zur Bekämpfung der Rutschungen bestanden teils in der Entlastung der Rutschflächen, durch Abflachen und Zurücklegen der Böschungen, Herstellen breiter Bankette u. s. w., um das gestörte Gleichgewicht allmählich wieder zu erlangen, teils in der Herstellung von Futtermauern zur Wiedergewinnung der verlorenen Stützpunkte für die durchschnittenen Rutschflächen, hauptsächlich aber in einer Entwässerung, d. h. in dem Auffangen und Ableiten der vorhandenen, bei dem Fortschreiten der Ausschachtungen sich mehr und mehr senkenden Quellen in gröfstmöglichster Tiefe unter dem Planum, sowie in möglichster Trennung und Entwässerung der rutschenden Massen, damit dieselben nur in kleinen Abschnitten zur Wirkung kommen konnten und endlich in dem Unschädlichmachen des Tagewassers.

a) Rutschung im nördlichen Teile des Einschnittes am Binz (Taf. VI, Abb. 5 u. 6). Der nördliche Teil des Einschnittes liegt in einer flachen, in Rotschiefer tief eingeschnittenen Erdmulde. Diese bildete den natürlichen Weg zur Abführung des Quell- und Tagewassers und ist in den oberen 10 bis 13 Metern mit verwitterten Basaltmassen und Lehm, darunter in grofser Tiefe mit Ton, in welchem gröfsere Basaltblöcke, sowie einzelne Schichten und Nester Triebsand eingelagert sind, ausgefüllt.

Während der Bauausführung wurde, wegen einer schwachen Hebung der Einschnittsohle und Abrutschungen im Gelände oberhalb des Einschnittes, auf der Bergseite eine Entlastung und sorgfältige Entwässerung durch ausgepackte, unter dem Bahnplanum hindurch geführte Gräben ausgeführt. Danach zeigten sich einige Wochen nach Betriebseröffnung, im Januar 1869, veranlafst durch aufsergewöhnlich nasses Wetter und dadurch herbeigeführte Erweichung der Basalterde und der Tonmassen, auf's neue starke Bewegungen in dem Gelände an der Bergseite. Die der Böschung zunächst gelegenen Massen rutschten ab, die oberhalb liegenden senkten sich, und das Planum hob sich um etwa 0,60 m, so dafs nur mit Mühe unter fortwährendem Beseitigen der gerutschten Massen der Betrieb aufrecht erhalten werden konnte.

Es wurden dann auf der einen Hälfte des Bahnplanums die durchweichten Massen bis auf durchschnittlich 2,5 m ausgehoben und durch Steinpackungen ersetzt (Abb. 5 u. 6). Der Vorsicht halber nahm man immer nur kurze Strecken von 1,6 bis 1,9 m in Angriff. Gleichzeitig wurde der Schacht *A* (Abb. 5) bis 2,2 m unter der Sohle der Aushebung abgeteuft und sowohl von hier als auch von der Talseite aus ein etwa 40 m langer Stollen aufgefahren, um das aus den rutschenden Massen sich sammelnde Wasser auf dem kürzesten Wege abzuführen.

Auf der anderen Seite des Planums nahm man, wegen der Schwierigkeit der Beschaffung der Steine, um an Zeit und Kosten zu sparen und weil man fürchten mufste, dafs die ausgehobenen Strecken hier durch die abrutschenden Massen schnell wieder verschüttet werden würden, von der Auspackung der linken Seite des Planums Abstand und verlängerte den Querstollen über A hinaus bis C und fuhr hier ein Stollen der Bahnachse gleichlaufend auf. Zur Gewinnung möglichst vieler Angriffstollen für die auszuführenden Arbeiten teufte man in der Linie dieses Seitenstollens mehrere Schächte ab und führte von diesem aufserdem Querschläge mit starker Neigung nach der Steinpackung auf der rechten Seite des Planums (s. Abb. 6), um den zwischenliegenden Tonmassen das Wasser zu entziehen und es dem Stollen C, sowie dem Querstollen CAB (Abb. 5) zuzuführen.

Zum Aufhalten der an der Bergseite in den oberen Teilen noch abrutschenden Massen, wurde in der Richtung des Stollens C die Stützmauer D aus Trockenmauerwerk hergestellt. Um alle Rutschflächen zu durchschneiden und alles von der Bergseite zuströmende Wasser abzufangen, schlitzte man zuvor das Gelände über dem Stollen C bis zur Sohle der Futtermauer auf und stellte eine Steinpackung her. Zuletzt ebnete man die Oberfläche der Rutschungen sorgfältig ein und legte oberhalb derselben einen Graben mit Schutzdamm zum Auffangen und Ableiten des Tagewassers, ehe es zum Rutschgelände gelangt, an. Durch die erwähnten Anlagen ist der beabsichtigte Zweck vollständig erreicht.

b) Rutschung im südlichen Teile des Einschnittes am Binz (Taf. VI, Abb. 7). Im südlichen Teile des Einschnittes am Binz steht auf 8 bis 11 m über dem Planum fester Rotschiefer an, welcher auf 3 bis 6 m Höhe mit Basalterde, sowie sandigem Ton mit Basalten überlagert ist. Schon während der Ausführung des Einschnittes entstanden bei den in den Tonauflagerungen vorhandenen Wasseransammlungen mehrfach so bedeutende Abrutschungen der über dem Rotschiefer nahezu flüssig gewordenen Massen, dafs die Arbeitsbahnen mit den darauf befindlichen Wagen in einer Nacht vollständig überflutet wurden. Ähnliche Abrutschungen wiederholten sich auch nach Vollendung des Einschnittes.

Um das bei jedem nassen Wetter vorkommende Überfliefsen der auf dem Rotschiefer lagernden durchweichten Massen zu verhüten, wurde anfangs in Aussicht genommen, die bis auf den Ton einsickernden und denselben gänzlich erweichenden Tagewasser und die unterirdischen Wässer oberhalb der Rutschungen aufzufangen und abzuleiten. Zu diesem Zwecke sollte in einem Abstand von etwa 120 m von der Bahnachse ein rund 6 m tiefer Sickerschlitz über einen Stollen hergestellt werden. Bei dem zu erwartenden starken Wasserzudrang und wegen der hohen Kosten wurde indessen von dieser Anlage Abstand genommen und folgendes ausgeführt.

Die abgerutschte Masse wurde nach Abb. 7, Taf. VI bis auf 11 m von der Böschungskante in Längen von höchstens 31 m vorsichtig beseitigt, sodann in den festen Rotschiefer ein nach der Bergseite stark geneigter Absatz hergestellt und gleichlaufend mit der Entwässerungsböschung ein 1,9 m tiefer, mit Steinen ausgepackter Graben S in Rotschiefer eingeschnitten, um das in den Rutschmassen sich ansammelnde Wasser aufzufangen und in Abständen von 31 m durch 1,25 m tiefe, in die Böschungen eingeschnittene Sickerrinnen TT dem Bahngraben zuzuführen. Unmittelbar hinter dem Graben S wurden ferner, da zu Schutzdämmen geeigneter Boden in der Nähe nicht zu beschaffen, die Anlage von Stützmauern aber zu kostspielig war, drei Reihen durchschnittlich 4 m lange, 0,2 m starke Pfähle in je 1 m Entfernung von Mitte zu Mitte eingerammt, unter sich mit starkem Weidenflechtwerk gleichlaufend und schräg verbunden und zwischen dem Pfahlwerk auf 1 m Höhe Steine eingebracht, durch welche das in den Rutschmassen sich ansammelnde Wasser in den Graben S abfliefst. Vor dem Pfahlwerk ist endlich eine 1 m breite Anschüttung mit $1\frac{1}{2}$ facher Böschnng hergestellt, hinter diesem die Oberfläche der abgerutschten Massen sorgfältig eingeebnet und in den tiefer gelegenen Stellen derselben ein Netz von Sickerrinnen zur Abführung des Tagewassers eingelegt. Durch diese Arbeiten sind die abgerutschten Massen zur Ruhe gekommen.

c) Rutschung im Doppeleinschnitt am Nirgelsberge (Taf. VI, Abb. 2 u. 3). Um an Massenbewegung zu sparen, sind die nach Bahnhof Elm führende und die von dort zurücklaufende, tiefer liegende Strecke der Spitzkehre in einem und demselben Einschnitte durch den Nirgelsberg geführt. Der Boden besteht aus Kalkstein und festem Rotschiefer.

Nachdem für die obere Linie die Massen bis auf etwa 2,5 m über der Sohle und für die untere fast vollständig ohne Störungen abgetragen waren, zeigten sich zuerst feine Risse im Kalkstein und bald darauf entstanden nicht nur bedeutende Abrutschungen an den Böschungen in einer Länge von etwa 110 m und einer Stärke von 8 bis 10 m, sondern es war auch das Planum der oberen Linie bis über die Bahnachse hinaus senkrecht abgerissen und die Sohle des unteren Einschnittes stark (bis $2\frac{1}{2}$ m) gehoben (Abb. 2). Gleichzeitig strömte überall aus der bergseitigen Böschung des unteren Einschnittes

Wasser in so grofser Menge hervor, dafs dieser, soweit er durch die Rutschungen gesperrt war, binnen wenigen Stunden auf etwa $1\frac{1}{4}$ m überflutet wurde.

Die Ursache dieser Rutschungen war lediglich darin zu suchen, dafs durch die Ausführung der Abtragsarbeiten Veränderungen in der Abzugsrichtung der unterirdischen Wasserzüge veranlafst wurden, welche die Erweichung der in dem Rotschiefer vorkommenden, von beiden Seiten einfallenden, 3 bis 8 cm starken Schichten grünlichen Tones und dadurch die Bildung von Rutschflächen herbeiführten. Diese bewirkte dann nach vollständiger Freilegung des unteren Einschnittes das Abgleiten, bezw. Aufsteigen der Rotschiefermassen auf der in Abb. 2 mit EE bezeichneten Tonschicht, sowie das Nachstürzen der darüber lagernden Kalkmassen und den Austritt der Quellen in unteren Einschnitt.

Es lag nun der Gedanke nahe, zur Stützung des oberen Einschnittes den unteren Einschnitt zu überwölben und zu überschütten; derselbe wurde aber fallen gelassen, wegen der grofsen Kosten der viel Zeit erfordernden Ausführung und weil vor der Übermauerung des Einschnittes doch sehr umfassende Sicherungsarbeiten hätten ausgeführt werden müssen.

Vor allem kam es darauf an, die rutschenden Massen soviel als möglich zu trennen und zu entwässern und da auch an der talseitigen Böschung des unteren Einschnittes Abrutschungen eintraten, so begann man damit, behufs Abführung der im Einschnitte sich ansammelnden grofsen Wassermassen im Bahnplanum einen 2,5 m tiefen, 1,4 m breiten Graben F, 2 m von der Bahnachse entfernt, herzustellen, denselben sorgfältig auszuzimmern und auf etwa $\frac{2}{3}$ der Höhe mit gröfseren Steinen, darüber mit Steinschlag auszufüllen, sowie mit Reisig und Rasen abzudecken, um die Verschlammung desselben durch die vom Wasser mitgeführten feinen Rotschieferteile zu verhüten. Gleichzeitig mit diesem Graben wurde ein Schacht G abgeteuft und von diesem ein 67 m langer Stollen H aufgefahren, um das Wasser auf dem kürzesten Wege abzuleiten. Nach Vollendung dieser Arbeiten wurde es möglich, die eingerutschten Massen gröfstenteils zu entfernen, an der Bergseite des unteren Einschnittes in 11 m Entfernung von der Bahnachse Schächte JJ abzuteufen und von diesen aus den Stollen K, gleichlaufend mit der Bahn, an mehreren Punkten in Angriff zu nehmen. Letzterer Stollen ist, um möglichst viel wasserführende Schichten zu durchschneiden, mit seiner Sohle etwa 6 m unter Bahnplanum gelegt, hat eine Länge von 183 m erhalten und wird am einen Ende durch den 117 m langen Querstollen LL entwässert.

Von dem Seitenstollen K, bezw. den Schächten JJ aus sind sodann 5 Querschläge MM bis vor das feste Gebirge derart hergestellt, dafs der untere Teil derselben stets im festen Gebirge steht, im übrigen aber die Schicht, auf welcher das Abgleiten stattgefunden, etwa 0,3 bis 0,6 m unter dem First durchfahren ist und sämtliches in denselben vorhandene Wasser dem Seitenstollen K zugeführt wird. Da die gerutschten Massen das aufgesogene Wasser nur sehr langsam abgaben, so sind behufs weiterer Trennung und Entwässerung derselben die Querschläge MM noch durch den Längsstollen N verbunden. Ferner ist ein 112 m langer Seitenstollen von dem letzten, südlichsten Querschlag in 38 m Entfernung von der Bahnachse in südlicher Richtung getrieben, wo starke Aussickerungen weitere Rutschungen befürchten liefsen.

Um endlich den oberen Einschnitt gegen die schädlichen Einwirkungen des von der Bergseite zufliefsenden Wassers zu schützen und eine starke Quelle abzufangen, wurde der Schacht P bis 14,5 m unter Planum abgeteuft und von diesem, gleichzeitig aber auch von der Talseite aus, der Seitenstollen R mit einem Gefälle von 1 : 20, sowie 9,5 m darüber ein zweiter Stollen S aufgefahren, welche beide Stollen mehrfach durch Aufbrüche in Verbindung gebracht sind und nach dem im Osten befindlichen Wasserlauf entwässern.

Nach Vollendung der Entwässerungsarbeiten ist zur Sicherung des oberen Planums und um den neu herzustellenden Bahnkörper mit $1\frac{1}{2}$facher Böschung anschütten zu können, eine Stützmauer aus trockenem Mauerwerk nach Abb. 3 ausgeführt und in je 23,5 m Entfernung durch 3,1 bis 4,7 m lange, 3,1 m breite Strebepfeiler verstärkt, nachdem zuvor das Gelände über dem Stollen K aufgeschlitzt und der dadurch entstandene Graben mit Steinen ausgepackt war. Zuletzt ist das Planum für die obere Linie nach Abb. 2 aus Kalksteintrümmern wieder angeschüttet.

Im ganzen sind etwa 1190 m Stollen von 1,88 m lichter Höhe und 1,25 m lichter Weite hergestellt, dieselben in der Sohle mit 2 Kanälchen von je $\frac{1}{10}$ qm Querschnitt versehen, darüber aber sorgfältig mit Steinen ausgepackt.

Der Erfolg der Arbeiten ist durchaus günstig gewesen, indem keinerlei Bewegungen mehr wahrgenommen worden sind.

d) Rutschung im Einschnitt für den Bahnhof Elm (Taf. VI, Abb. 4). Am Bahnhof Elm liefs die Gestaltung der Bodenoberfläche wohl schon erkennen, dafs hier das Gelände früher in gröfserer Ausdehnung in Bewegung gewesen war, man hielt jedoch die Bodenbeschaffenheit für nicht

so ungünstig. Zudem kam noch durch die Einführung der Linie nach Gemünden eine erhebliche Entwurfsänderung, welche den Bahnhof wesentlich vergrößerte. Bei der Ausführung der Abtragsarbeiten traten dann Abrutschungen oberhalb des Einschnittes in einer Ausdehnung bis etwa 250 m von der Bahnachse ein, so dafs Gleise und Wagen der Arbeitsbahnen häufig ganz überflossen wurden. Der Rotschiefer bildet hier eine nach der Bahn hin offene Mulde, welche mit lehmiger und toniger Basalterde ausgefüllt ist.

In dem nördlichen Teile des Einschnittes, wo die Rutschflächen verhältnismäfsig hoch lagen, hat man der Bewegung, nachdem die abgerutschten Massen allmählich soweit erforderlich beseitigt waren, dadurch Halt geboten, dafs man auf dem festen Rotschiefer eine Stützmauer herstellte und oberhalb derselben die Rutschmassen abflachte.

Gefährlicher wurden die Rutschungen am südlichen Ende des Bahnhofs. Sobald hier der Boden eingeschnitten war, brach nicht nur der Boden oberhalb des Einschnittes ab und senkte sich, sondern es wurde auch das unterhalb desselben liegende Gelände durch den Druck der nachschiebenden Massen, denen mit der Herstellung des Einschnittes der Stützpunkt genommen war, gehoben. Überall in dem durchschnittenen Gelände bildeten sich Rutschflächen, welche unter einem Winkel von 50 bis 60 Grad gegen das Planum einfielen (vergl. Abb. 4, Taf. VI) und auf welchen die oberhalb gelegenen Massen derartig aufstiegen, dafs es fast unmöglich schien, das Bahnhofsplanum in der erforderlichen Breite und Tiefe herzustellen. Der Boden wurde um $2^1/_2$ bis 3 m, an einzelnen Stellen sogar bis 5 m gehoben.

In dem Mafse, wie der Einschnitt erweitert und vertieft wurde, nahmen auch die Bewegungen oberhalb desselben und im Planum an Ausdehnung zu; das Gelände oberhalb senkte sich allmählich auf etwa 250 m von der Bahnachse in Absätzen um 5 bis 8 m und begünstigt durch den Einbruch eines Baches erhoben sich immer neue Berge auf dem mit gröfster Anstrengung in geringer Ausdehnung hergestellten Planum. Mit der fortschreitenden Beseitigung der abgerutschten Massen wurden jedoch die Hebungen im vorderen Teil des Planums nach und nach geringer, was der Abnahme des Druckes auf die vorderen Rutschflächen zugeschrieben werden konnte. Man suchte nun zunächst das von den Höhen kommende Tagewasser durch einen Graben abzufangen, auch den Bach abzuleiten und schnitt dann 3 miteinander und der Bahnachse annähernd gleichlaufende, 2,5 m tiefe Geländegräben in das Planum ein, welche in Entfernungen von 16 m durch ebenso tiefe Quergräben verbunden wurden (vergl. Abb. 4, Taf. VI), um dadurch die Massen derartig zu trennen, dafs dieselben nur in einzelnen kleinen Abschnitten zur Wirkung kommen konnten. Die Gräben wurden stark verzimmert und mit Steinen ausgepackt. An der am meisten gefährdeten Stelle wurde aufserdem eine Stützmauer *T* hergestellt und hinter derselben die abgerutschte Fläche eingeebnet.

Kurze Zeit nach Vollendung dieser Mauer sind neue Bewegungen eingetreten, die im Winter 1869/70 dergestalt zunahmen, dafs nicht nur die Stützmauer 1,2 bis 1,5 m gehoben, bis 1,9 m verschoben und an einzelnen Stellen gänzlich auseinandergerissen, sondern auch die obenerwähnten Gräben mit dem Planum vor der Mauer bis 2,5 m gehoben wurden. Es wurde damit als erwiesen angenommen, dafs die Entlastung der Rutschflächen noch nicht genügend und die Anlage weiterer vollkommenerer Anlagen erforderlich war, deren Ausführung indessen, weil eine Änderung des Bahnhofsentwurfes beabsichtigt wurde, nicht gleich ausgeführt ist. Nur mufste sofort für die Wiederherstellung des teilweise gestörten Wasserabflusses Sorge getragen werden, was durch Herstellung eines Querstollens mit verschiedenen Aufbrüchen nach dem Planum geschehen ist.

e) Rutschung im Einschnitt am Ziegenberge (Taf. VI, Abb. 8 u. 9). Derselbe hat bei einer Länge von etwa 950 m in der Bahnachse die ziemlich gleichmäfsige Tiefe von 6 bis 9 m und nur auf eine kurze Strecke am Nordende $12^1/_2$ m. (Norden — links in Abb. 8.)

Die Schürfversuche hatten bei wenig Wasser scharfe Abgrenzungen von festen Basaltgebilden gegen weiche, abwechselnd aus Ton, Lehm und Sandnestern bestehende Massen ergeben, die bei der späteren Bauausführung streckenweise einen schnellen Wechsel bei grofser Verschiedenheit der Lagerung zeigten. Namentlich findet sich im mittleren Teile eine mit ihrem Rücken bis 3 m unter der Oberfläche ansteigende Schicht aus festem plastischen, weifslich grauen Ton, die weiterhin nach Norden in der Bahnachse und gegen den Berg nach Westen stark abfällt. Am nördlichen Teil steigt wieder Basaltboden auf und in den Grenzstrecken zwischen diesem und der erwähnten Tonschicht ist die Einsenkung durch ein sehr buntes Gemisch von gelbem lockeren Ton mit Basaltfindlingen, mit überlagertem Lehm und Gerölle, sowie mit 1,5 bis 2,5 m starken Schichten verwitterter Vegetabilien bezw. unreifen Braunkohlen ausgefüllt. Diese Einlagerungen erweichen beim Zutritt von Wasser vollständig und die dazwischen vorkommenden, gegen die mächtig anstehenden Lehm- und Basaltmassen zu wenig tragfähigen Vegetabilienschichten, welche in sich aufser jedem Zusammenhang, durch die oberen schwereren Massen beim Öffnen

des Einschnittes herausgepreſst wurden, vermehrten die Neigung zum jähen Einsturz der den Einschnitt begrenzenden Massen, während auf der südlicheren Strecke, in Abb. 8 rechts, der schlüpfrige Tonuntergrund ein allmähliches Abgleiten begünstigte.

Nach einer langen Regenzeit im Herbste 1866 und folgendem Winter entstanden schon bedeutende Gleichgewichtstörungen im südlichen Teile des Einschnittes, welche im Februar 1867 zur Einstellung des Arbeitsbetriebes zwangen. Erst Ende Mai konnte man die abgerutschten Massen beseitigen und Entwässerungsgräben anlegen. Gefährlichere Bewegungen traten aber ein, als die Einschnittsmassen im mittleren Teile durchbrochen wurden. Umhüllende Tonmassen hatten das Wasser in der tiefen Einsattelung zurückgehalten und es brach nun, nachdem das Gleichgewicht gestört war, das hohe Gelände mit seinen schweren übergelagerten Basaltmassen in gröfseren, fast senkrechten Rissen bis auf etwa 25 m hinter der geplanten Einschnittskante ab. Durch den starken Druck der aufser Zusammenhang gekommenen und des Gegengewichtes am Fufse beraubten Massen hob sich das Planum, der Boden wurde immer mehr durchweicht und der Einschnitt durch die eingeschwemmten Massen für den Abflufs des Wassers auf der im Gefälle von 1:100 liegenden Bahnstrecke vollständig gesperrt, so dafs sich oberhalb, auch infolge heftiger Regengüsse, ein förmlicher See bildete und man der zu einer Schlammgrube ausgearteten Baustelle mit keinem Arbeitsgeräte mehr nahekommen konnte. Der Versuch einer Entlastung hatte keinen Erfolg gehabt.

Man hatte nun die Überzeugung gewonnen, dafs nur durch vorherige umfassende unterirdische Entwässerungsanlagen, denen dann als weitere Arbeiten Entlastung bezw. Abflachung der Böschungen, Anlage von breiten Bermen, Trennung und Entwässerung des unsicheren Planums durch ausgepackte Gräben, Absonderung des Tagewassers von dem abzuführenden Grundwasser und durch Gegengewichtsdämme, angereiht werden müfsten, die Herstellung des Planums ermöglicht werden würde.

Im Januar 1868 begann man deshalb mit Abteufung des Schachtes A (Abb. 8, Taf. VI) bis 3,8 m unter der geplanten Einschnittsohle und fuhr von hier den 75 m langen Stollen $A\,B$ in schwimmendem Gebirge auf. Durch diesen und durch allmählich tiefer gesenkte Gräben wurde das aufgestaute Wasser abgeleitet. Um ferner der etwa 2 m unter Einschnittsohle liegenden Sandschicht das Wasser zu entziehen, die Rutschflächen zu durchschneiden und zu trennen, wurden sodann von dem Schacht A aus die Stollen $A\,C$ und $A\,D$ angelegt, die Querschläge $A\,E$ und $A\,F$ hergestellt und hiernach ein zweiter Längsstollen $G\,H$ mit Gefälle nach A hin aufgefahren, gleichzeitig auch noch der Schacht J abgeteuft.

Sämtliche Stollen konnten nicht lange in freier Auszimmerung erhalten werden und wurden deshalb sorgfältig mit Steinen ausgepackt, nachdem zuvor auf der Sohle derselben je zwei Kanälchen von 0,1 qm Querschnitt hergestellt waren.

Mit Eintritt des trockenen Wetters im Frühjahr 1868 nahm man die notwendigen Entlastungsarbeiten an der Rutschungsstelle in Angriff und zwar wurde im allgemeinen die Herstellung eines 14 m breiten Absatzes auf mittlerer Höhe des Haupt-Tonkörpers, sowie die Erweiterung dieses Absatzes an den Einsenkungen links von F und rechts von L in Abb. 8 zu gröfseren Nischen, welche demnächst durch Gegendämme abgeschlossen werden sollten, festgehalten. Sobald die abgerutschten Massen einigermafsen ausgetrocknet waren, ging man mit deren Entfernung im Einschnitt selbst vor.

Zur weiteren Ausbildung der oben erwähnten Trennungs- und Entwässerungs-Anlagen wurden die Stollen $C\,D$ und $G\,H$ bis zur Planumshöhe aufgeschlitzt und die Aufschlitzungen mit Steinen ausgepackt, sowie zwischen beiden die 2 m tiefen, 1,25 m breiten, ebenfalls mit Steinen ausgepackten Quergräben $K\,K\,K$ in je 8 m Entfernung von Mitte zu Mitte hergestellt.

Neuen Verschiebungen und Hebungen des Planums in dem südlichen Teile, welchen ein Abgleiten auf der Tonmulde zuzuschreiben war, begegnete man mit Erfolg durch rasche Ausführung des 10,5 m von der Bahnachse entfernten Längsstollens $L\,M$, sowie durch die Querschläge $O\,O\,O$ und den zweiten Längsstollen $P\,P$.

Nachdem man hiermit die der Ausführung des Einschnittes entgegenstehenden, aufsergewöhnlichen Hindernisse beseitigt und ein sorgfältig entwässertes Planum hergestellt hatte, konnte im Dezember 1868 der Betrieb eröffnet werden. Es blieb nur noch übrig, einen Abschlufs gegen die noch andauernden Abrutschungen des umgebenden Geländes, sowie die endgültige Befestigung der Böschungen auszuführen. Ersterer Abschlufs wurde sowohl auf dem oberen breiten Absatz, als auch in den auf beiden Seiten anschliefsenden tiefer liegenden Nischen mittels 2,5 m hoher, 2 m in der Krone breiter Schutzdämme $R\,R$ und $S\,S$ bewirkt, nachdem zuvor die Grundfläche mit der Entwässerungsanlage des Einschnittes durch das in Abb. 8, Taf. VI punktierte Netz von Längs- und Quergräben, welche auch das in den hinterliegenden Rutschmassen sich ansammelnde Wasser abführen, trocken gelegt war.

Hinter vorerwähnten Schutzdämmen wurden die abgerutschten Massen, um das Tagewasser schnell abzuleiten, soweit als möglich eingeebnet, sodann die Böschungen mit 1,25 m tief eingeschnittenen Sickerrinnen, welche ihr Wasser den Bahngräben zuführten, durchkreuzt und alle übrigen Böschungsflächen sorgfältig mit Rasen bekleidet.

Nach Vollendung sämtlicher vorerwähnten Anlagen sind zwar noch geringe Bewegungen, besonders in den Rutschmassen hinter den Schutzdämmen vorgekommen, sie haben aber keine nennenswerten Mafsnahmen mehr erforderlich gemacht.

4. Rutschungen auf der Teilstrecke Kaschau-Mihaly der ungarischen Nordostbahn[65]) (Taf. VI, Abb. 1). Die Abtragsmassen bestehen auf dieser Bahnstrecke durchweg aus gelbem bis rotbraunem Ton, Lehm und grauem bis blauem Letten, abgelagert in einer Trachytmulde. Von besonderer Bedeutung ist der Letten, dessen Mächtigkeit bis 150 m und darüber geschätzt ist und der auch in unzähligen dünnen Schichten den Ton und Lehm durchzieht. Er ist knet- und formbar, geneigt, an der Oberfläche Wasser aufzunehmen und dann bei weiterem Zutritt desselben es breiartig abfliefsen zu lassen; austrocknend bläht er sich zu einer porösen und ganz brüchigen Masse auf, welche trocken zu einem pulverförmigen Gemenge zerfällt.

Er gibt in seinen dem Ton wie dem Lehm sich nähernden Abarten unter dem Einflusse der Niederschläge dem Boden eine seifenartige schlüpfrige Oberfläche. Wo ihn eine dichte Grasnarbe bedeckt und auch in dichten Buchengehölzen ist der Boden nach starkem Regen schwammartig durchtränkt, an pflanzenarmen Stellen in eine unter dem Fufse ausweichende, zähe breiige Masse verwandelt. Beim Austrocknen wird in letzterem Falle die Oberfläche des Bodens rissig und blättert sich dünnschalig auf, im ersteren Falle, d. i. bei üppiger Pflanzendecke, macht sich bei anhaltender Trockenheit nur ein Rissigwerden des Bodens bemerkbar.

Beim Bau der Bahn 1871/75 in diesem höchst gefährlichen Gelände sind nach einem strengen Winter während des regenreichen Jahres 1872 sehr bedeutende Rutschungen sowohl an den Einschnitten wie an den Dämmen vorgekommen, deren grofse Ausdehnung zum Teil auch auf die ungenügende Voruntersuchung des Bodens und den mangelhaften, anfänglich von Strousberg unternommenen Baubetrieb zurückgeführt wird.

Besonders hervorragend ist die Rutschung an dem etwa 700 m langen Wasserscheiden-Einschnitt zwischen den Tälern der Osna und Roxywa von durchschnittlich 12 m, im Maximum 20 m Tiefe und einem rechnungsmäfsigen Kubikinhalt bei Annahme $1^1/_2$facher Böschungen von 188000 cbm, gegenüber der wirklich geförderten Masse von 329300 cbm. Der Boden war feinsandiger Letten der oben beschriebenen Art, in fast wagerechten wellenförmigen Schichten von 0,30 bis 1 m Stärke, begierig Wasser ansaugend und beim Austrocknen in unzählige kleine Klüftungen spaltend, welche den nächsten Niederschlägen Aufnahme bieten und so den ohnehin geringen Zusammenhalt der Bodenmassen fast völlig aufheben. Für die Ableitung des Tagewassers aus dem angrenzenden Gelände mit übrigens nur schwachem Quergefälle war an der oberen Seite ein Graben von 0,20 bis 0,50 m Tiefe gezogen.

Bald nach Inangriffnahme des Arbeitsbetriebes durch Vortreiben von Schlitzen von beiden Enden des Einschnittes begann das Abrutschen der Einschnittswände und das Abreifsen des Bodens bis weit über den planmäfsigen Böschungsrand hinaus. Die Rutschflächen zeigten sich seifenartig, fettglänzend und feucht. Wegen dieser Erscheinungen wurde von der Anlage von mit dem Einschnitt gleichlaufenden Schlitzen zur Entwässerung des Geländes abgesehen, da diese bei der grofsen Länge des Einschnittes sehr grofse Kosten veranlafst hätten und bei der eigenartigen Beschaffenheit des Bodens den Zusammenhalt noch verringert hätten. Man entschlofs sich vielmehr zur Einbauung von möglichst schmalen, 1,2 bis 1,7 m breiten und etwa 2 m tiefen Böschungs-Steinrippen an allen gefahrdrohenden Stellen (s. Abb. 1, Taf. VI). Hatten derartige Steinrippen in anderen Einschnitten von geringer Tiefe sich gut bewährt, so zeigten sie sich hier bei den bis 20 m hohen Böschungen in den gewählten Abmessungen unzureichend und wurden vielfach von dem abrutschenden Boden mit fortbewegt. Die Rutschung wurde begünstigt durch eine längs des Einschnittes durch ausgesetzten Boden erfolgte Belastung und hatte auch eine Hebung des Bahnplanums zur Folge.

Nachdem während des warmen und niederschlagsreichen Winters 1872/73 die Rutschungen erheblich an Umfang zugenommen hatten, legte man breite Bermen zwischen $1^1/_2$fachen, in noch festen Boden eingeschnittenen Böschungen an und gab ihnen ein Gefälle gegen den Einschnitt. Diese Bermen sollten

---

[65]) Vergl. Tiefenbacher, Die Rutschungen, ihre Ursachen, Wirkungen und Behebungen. Wien 1880. S. 93 ff.

die Möglichkeit bieten, spätere Bewegungen von dem Bahnkörper fern zu halten und den abgerutschten Boden auf ihnen zu verteilen oder fortzuführen.

Von Wichtigkeit war die Ableitung des Tagewassers. Man fürchtete, durch Herstellung tiefer Gräben Einsickerungen in den das Wasser begierig aufsaugenden Boden zu veranlassen und entschlofs sich daher, das nach dem Einschnitte einfallende Gelände mit 10 bis 15 cm tiefen Rinnen zu durchziehen, und diese in mit Flachrasen ausgelegte Mulden münden zu lassen, welche über die Böschung und die Bermen hinabgehend auch die auf den Bermen am Böschungsfufse angelegten ebenfalls mit Rasen befestigten Längsmulden aufnahmen und das Wasser dem Einschnittsgraben zuführten. Die über die Böschungen hinabgehenden Hauptabführungsmulden wurden in Entfernungen von 20 bis 30 m angeordnet. Auf diese Weise wurde das Tagewasser möglichst zerteilt abgeleitet und der Angriff desselben auf die Böschungen und Grabensohlen vermieden. Nachdem dann die Böschungen bewachsen waren, hat der Einschnitt, von kleineren Ausschälungen abgesehen, sich gut gehalten.

5. Erdrutschungen an den sizilianischen Eisenbahnen.[66]) Die Eisenbahnlinien im Innern Siziliens, welche zur Verbindung von Küstenpunkten angelegt sind, haben sämtlich eine Wasserscheide zu überschreiten und steigen behufs Vermeidung eines langen Scheiteltunnels meist im Anschnitt an den teils schon in Bewegung befindlichen Talhängen hinauf. Der Boden der Talhänge besteht bei den Linien Leonforte-Licata und Lercara-Porto-Empedocles (auf 130 km bei einer Gesamtlänge von 190 km) gröfstenteils aus Mergel, der mit feinen Sand- und Tonadern durchsetzt ist und in welchem aufserdem Gips, Salz und Bitumen eingemengt häufig vorkommen. Das Wasser dringt leicht in den Boden ein und verleiht ihm alsdann eine breiartige Beschaffenheit, während die feinen, feuchten Tonschichten als Schmiermittel wirken und die Reibung auf den geneigten Flächen der Talhänge vermindern. Man hat daher bei der Feststellung der später geplanten Linie Palermo-Catania nach den gemachten ungünstigen Erfahrungen die Bahn in die Talsohle gelegt und vorgezogen, an der Wasserscheide bei Marianopoli einen 6482 m langen Scheiteltunnel auszuführen, um die Hangrutschungen zu vermeiden. Der erwähnte Mergelboden trocknet in der sizilianischen Sommerhitze aus und die Oberfläche bedeckt sich alsdann mit Rissen und Spalten von 20 cm und mehr Breite und beträchtlicher Tiefe. In diese fliefsen die Winterregen ein und weichen die Massen bis zu grofsen Tiefen auf. Hierzu tritt die zerstörende Einwirkung der vielen Bäche, welche, gespeist durch die gewaltigen Winterregen, in ihren aus solchem Boden bestehenden Betten in starkem Gefälle herabstürzen. Diese Wasserläufe durchtränken und erweichen den Boden und führen ihn mit sich fort, so dafs selbst kleine Bäche bisweilen in wenigen Jahren tiefe Schluchten auswaschen und deren Ufer zum Zusammensturz bringen.

Bei den Arbeiten, welche unter solchen Umständen zur Sicherung der Bahnanlagen ausgeführt werden mufsten, erwies sich der Versuch, die Sicherung der schiebenden, aufgeweichten Erdmassen durch Mörtel-Stützmauern zu erreichen, als völlig verfehlt, da der Wasserabzug selbst bei Anlage von einzelnen Sickerkanälen durch die Mauer behindert und infolge dessen der Druck vergröfsert wurde, bis der Einsturz erfolgte. Man folgerte, dafs, wenn man einen Teil des aufgeweichten Bodens austrocknen könne, dasselbe selbst als Stützmauer gegen den Schub des nachfolgenden weichen Bodens dienen werde, und suchte dies zu erreichen, indem man bei den in Bewegung befindlichen Einschnitten und Dämmen einem breiten Landstreifen oberhalb der Bahn durch einen Längsdrain den Wasserzufluſs entzog. Durch Bohrungen wurde festgestellt, ob und in welcher Tiefe das Wasser in einer bestimmten Schicht vorhanden war, oder ob dasselbe die ganze Masse wie einen Schwamm durchzogen hatte. Bei geringeren Tiefen bis zu 9 m sind Sickerschlitze angewandt, für welche man die Gräben in einer Breite von 1 bis 1,5 m (am besten bewährten sich 1,2 m) und 1 m in den gesunden festen Boden reichend aushob. Auf der Sohle jedes Grabens wurde eine muldenförmige Rinne aus Beton, mit 30 bis 40 cm hohen Mäuerchen zu beiden Seiten, das talseitige in hydraulischem Mörtel, das bergseitige trocken, hergestellt und der durch diese Mauern gebildete Kanal mit einer Steindecke geschlossen, der darüber befindliche Raum bis 1 m unter der Terrainoberfläche mit Steinen ausgepackt, darauf eine Schicht Feinschlag gebracht und der oberste Teil mit Tonboden ausgestampft. Häufig hat man dann noch über oder neben den Drains Rinnen zur Ableitung des Tagewassers angelegt.

Fanden sich die Wasseradern in gröfserer Tiefe, beispielsweise 12 bis 15 m tief, oder mufste die Drainage unter einem bereits fertigen Damme ausgeführt werden, so teufte man Schächte ab und verband dieselben durch Stollen. Derartige Ausführungen sind bis zu 23 m Tiefe bewerkstelligt und

[66]) Vergl. Bassel im Zentralbl. d. Bauverw. 1884, S. 428, und Biglio im Giornale del genio civile 1883, S. 301 ff. Ferner: Cauer, Bauausführungen der italienischen Eisenbahnen. Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 150.

haben sich vorzüglich bewährt. Die Schächte wurden fast ausschliefslich quadratisch gemacht, mit 2 m, zuletzt mit 1,25 m Seitenlänge. Sie wurden bis zu 0,5 m in den gesunden Boden abgeteuft und nur da tiefer gemacht, wo es das Stollengefälle für den Wasserabflufs erforderte. Die Schächte wurden durch trapezförmige Stollen verbunden, die eine hinreichende Gröfse besafsen, um einem Arbeiter die bequeme Ausführung zu ermöglichen; die Stollen wurden mit Betonsohle wie bei den Sickerschlitzen versehen und alsdann fest mit Steinen ausgepackt, die Hölzer aber möglichst entfernt. Schliefslich wurden auch die Schächte vollständig mit Steinen ausgepackt und etwa 1 m hoch mit Feinschlag und gestampfter Erde geschlossen. Nur in einem Falle hat man runde Brunnen unausgefüllt und zugänglich belassen; die Entfernung dieser Brunnen untereinander betrug je nach der Feuchtigkeit des Bodens 5 bis 14 m. Die letztere Art der Entwässerung hat besonders überall da gute Dienste geleistet, wo es galt, eine starke Wasserader in gröfserer Tiefe abzufangen, während die Sickerschlitze sich mehr bei breiartig aufgeweichten Massen bewährt haben.

Abb. 42 u. 43. *Einschnittentwässerung der Bahnstrecke Girgenti-Caltanisetta (Sizilien).*

Abb. 42. Lageplan.

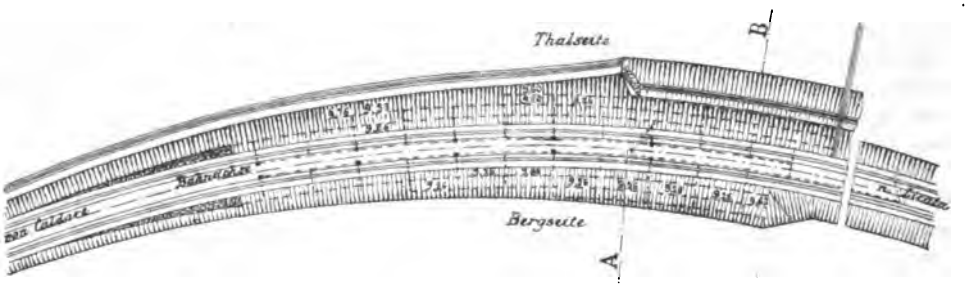
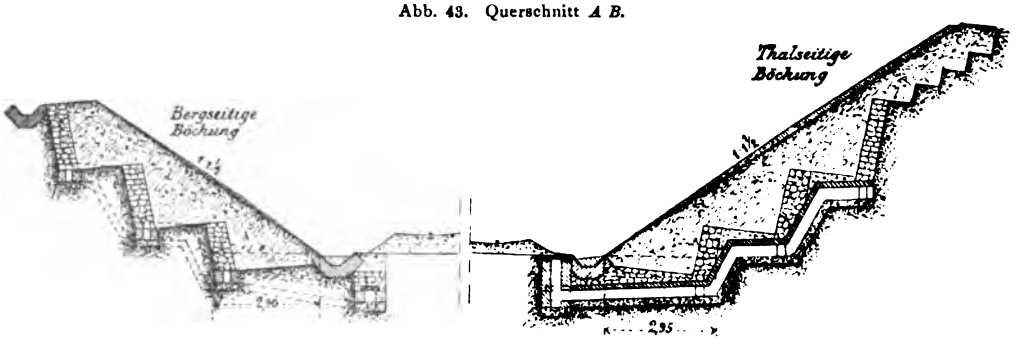


Abb. 43. Querschnitt *A B.*



In den Abb. 42 u. 43 ist ein Verfahren dargestellt, welches in den letzten Jahren von der Betriebsgesellschaft des sizilianischen Bahnnetzes mit bestem Erfolge zur Anwendung gebracht worden ist.[67]) Der gefährdete Einschnitt liegt im Zug der Linie Girgenti-Caltanisetta, welche das ganz besonders zu Rutschungen neigende Gebiet der Schwefelgruben durchschneidet, wo in den mergeligen Kalken Schwefellager, darunter mächtige Gipsmassen und Steinsalzablagerungen sich finden. Das Verfahren bezweckt, das Erdreich zu beiden Seiden des Einschnittes und unter dem Gleise gründlich zu entwässern, sowie das Eindringen der Niederschläge in den Untergrund zu verhindern. Der trocken gelegte Erdkörper bietet alsdann durch sein eigenes Gewicht genügenden Widerstand gegen das Nachdrängen der aufgeweichten Massen, deren Grundwasser durch die Entwässerungsanlagen Abflufs erhält. — Der gewachsene Boden ist beiderseits stufenförmig abgestochen und an der Rückwand jeder Stufe eine Trockenmauer angebracht worden, längs deren Fufs ein Sickerkanal läuft. Die am oberen Rande der Böschung angelegten Fanggräben und die Bahngräben sind in wasserdichtem Mörtel abgepflastert. Auf der Innenseite eines jeden Bahngrabens zieht sich ein Sickerschlitz entlang, dessen Tiefe je nach der Durchfeuchtung des Erdreiches verschieden grofs bemessen wird. Der Fufskanal dieses Sickerschlitzes steht mit den Fufskanälen der Trockenmauern durch treppenförmig abfallende Querkanäle auf je 9,26 m Abstand in Verbindung. An der Ausmündung eines jeden zweiten Querkanals befindet sich ein Brunnen,

[67]) Vergl. Keller, Zentralbl. d. Bauverw. 1892, S. 218 ff.

der die richtige Wirksamkeit der Entwässerungsanlage zu beobachten gestattet. Die Böschung selbst ist aus undurchlässigem, auf den Stufen sorgfältig festgestampftem Boden hergestellt.

6. Rutschungen an den Böschungen der Einschnitte und Aufträge der Paris-Lyon-Mittelmeer-Eisenbahn[68]) (Taf. V, Abb. 1 bis 5 und Taf. VIII, Abb. 5 u. 6). Für die Behandlung der zahlreichen Rutschungen in dem tonigen Erdreich, welches die genannte Bahn durchschneidet, ist nach längerer Erprobung folgender einheitlicher Plan aufgestellt:

Die zerstörten Einschnittböschungen werden mittels Quermauern aus trockenen Steinen, Steinrippen, in 20 m Entfernung von Mitte zu Mitte wieder hergestellt (s. Abb. 1 u. 2).

Diese Steinrippen werden so tief hinabgeführt, dafs sie überall auf unbewegtem Boden ruhen. Zu dem Zwecke werden in die feste Bodenmasse Stufen derart eingeschnitten, dafs die Mauersohle stets unterhalb der hohlen Fläche, auf welcher die Rutschung erfolgt ist, liegt. Um den Wasserabflufs zu erleichtern, gibt man den Stufen eine kleinste Neigung von 1 : 10.

Die Ausschachtungen, in welchen die Steinrippen aufgepackt werden sollen, stellt man unter Benutzung von hölzernen Stützen und Schalungen mit möglichst lotrechten Wänden her (Abb. 3). Müssen die Ausschachtungen auf grofse Tiefen oder in der Nähe von schon in Betrieb befindlichen Eisenbahnstrecken ausgeführt werden, so geht man mit unterirdischen kleinen Stollen vor, am unteren Auslauf der Steinrippen beginnend und allmählich nach oben fortschreitend. Je nach der Höhe der wiederherzustellenden Böschung gibt man den Steinrippen eine Breite von 1 bis 2 m. Ihre Oberfläche wird nach der Böschungsebene abgeglichen und bleibt sichtbar.

Vor Beginn der Aufmauerung der Steine bringt man auf die Sohle der ausgehobenen Gräben eine 0,30 bis 0,40 m starke Betonschicht und auf diese einen kleinen Kanal von wenigstens 0,20 m Breite und Höhe im Lichten (Abb. 3).

Die verschiedenen Steinrippen werden unter sich durch spitzbogen- und halbkreisförmige Steinrippen verbunden; dieselben schliefsen nach oben mit der Böschung ab und werden mehr oder weniger tief, nach der Beweglichkeit der Erdmassen, hinabgeführt.

Die abgerutschten Dammböschungen[69]) werden ebenfalls mittels Quermauern wieder hergestellt. Letztere werden in derselben Weise angeordnet und ausgeführt wie die oben beschriebenen, nur mit dem Unterschiede, dafs ihre Sohle nicht nur bis unter die Rutschfläche, sondern bis auf den gewachsenen Boden hinabgeführt wird (Abb. 5 u. 6, Taf. VIII). Diese Anordnung ist durch den Mangel an Festigkeit, welchen die Aufträge, um die es sich hier handelt, im allgemeinen zeigen, begründet. Man vermeidet damit auch die Verschiebungen, welche das Setzen der Dämme in den auf ihnen ruhenden Steinpackungen erleiden würden.

Treten Rutschungen zu gleicher Zeit an beiden Böschungen des Auftrages auf, so werden die Steinrippen an beiden Böschungen einander gegenüber angeordnet und durch eine Steinpackung von 2 m Höhe verbunden (Abb. 6, Taf. VIII). Bei niedrigen Dämmen wird zu diesem Zwecke ein Graben ausgehoben, sonst ein Stollen durchgetrieben.

Bei Rutschungen an Abhängen, wo der Bahnkörper teils im Abtrage, teils im Auftrage liegt, werden die Steinrippen in derselben Weise hergestellt wie bei Abträgen, indem sie überall bis auf den festen Boden unterhalb der Rutschfläche hinabgeführt werden (s. Abb. 4 u. 5, Taf. V). Das Trockenmauerwerk ist hier auf eine gewisse Höhe unterbrochen und durch Auftragsboden ersetzt (Abb. 5).

Die Wiederherstellung der Einschnittsböschungen kostet ungefähr 124 M. für das Meter bei einer Böschungshöhe von 6 bis 7 m, ungefähr 192 M. bei einer Höhe von 10 bis 11 m; die einer Dammböschung von 5 bis 6 m Höhe 108 M. und wenn die Rutschungen an beiden Dammböschungen zugleich vorkommen, einschliefslich der Querstollen, welche die Steinrippen der beiden Böschungen verbindet, etwa 400 M. f. d. lfd. m.

7. Rutschung in dem Tunnel-Voreinschnitt bei Bréval auf der Eisenbahn von Paris nach Cherbourg[70]) (Taf. V, Abb. 19 bis 22). Der Einschnitt hat eine Länge von etwa 900 m und eine Tiefe bis 18,50 m. Die durchschnittenen Bodenmassen sind Tone und toniger feiner Sand der unteren Tertiärformation. Die derselben Formation angehörenden Mergel und Kalke finden sich unter der Einschnittsohle.

---

[68]) Vergl. Ann. des ponts et chaussées 1875, II. S. 20 ff.

[69]) Des Zusammenhanges wegen sind hier die Angaben über das bei Dammböschungen angewandte Verfahren gleich mit aufgenommen.

[70]) Vergl. Ann. des ponts et chaussées 1875, II. S. 22.

Die erste Rutschung entstand im Jahre 1858, voraussichtlich nach einer in Abb. 19 mit *AB* bezeichneten Kurve und man beschlofs, der Bewegung durch eine ununterbrochene Stützmauer von 148 m Länge, deren Querschnitt in Abb. 21 dargestellt ist, Einhalt zu tun. Die Mauer, von 2 m Höhe über Schienenoberkante und 1 m tief gegründet, bestand aus einem unteren Absatz aus Mörtelmauerwerk, einem vorderen, in hydraulischem Mörtel ausgeführten Teile von 0,70 m oberer und 1,10 m unterer Stärke und aus einer Hintermauerung in trockenen Steinen von 1,40 m gleichmäfsiger Stärke. Diese Mauer erwies sich als zu schwach, indem sie in dem oberen Teile überwich, und wurde deshalb durch vorgesetzte Strebepfeiler von 1,50 m Breite in 9 m Abstand von Mitte zu Mitte verstärkt; damit ist sie vorläufig zur Ruhe gebracht.

Eine zweite Bodenbewegung, ausgedehnter als die erste, trat in der Nähe des Tunnels ein. Auf eine Länge von 198 m zwischen dem Tunnel und der im Jahre 1858 errichteten Mauer suchte man auch hier der gesamten Rutschmasse durch eine zusammenhängende Stützmauer Widerstand entgegenzusetzen. Nach den gemachten Erfahrungen stellte man indessen die neue Mauer in ihrer ganzen Stärke in hydraulischem Mörtel her und, da man ihr wegen Schwierigkeiten bei der Gründung nicht die genügende Stärke geben konnte, versah man sie mit Strebepfeilern an der Vorderfläche, die in dem dem Tunnel benachbarten Teile, wo die Mauer eine Höhe von 3,90 m erreichte, 2 m Breite bei 2 m Vorsprung erhielten und in Abständen von 4 m von Mitte zu Mitte angeordnet wurden (Abb. 20). Auf den Rest der Länge haben die Strebepfeiler 1,50 m Dicke bei 9 m Abstand. Die Mauer hat sich gut gehalten.

Zwei weitere Rutschungen entstanden im Jahre 1867. Die erste derselben erstreckte sich über einen Teil der schon im Jahre 1858 bewegten Massen und hatte zur Folge, dafs die Mauer anfing, sich vorwärts zu bewegen. Längs des bedrohten Mauerteiles wurden deshalb kräftige Stützen angebracht, um den Einsturz zu verhindern und die Erdbewegung aufzuhalten. Von einer Erneuerung dieses Teiles der Mauer nahm man trotz der vorgegangenen Veränderungen Abstand, weil der Abbruch den Absturz aller losgelösten Erdmassen herbeigeführt hätte. Man erhöhte aber den Widerstand der alten Mauer, indem man neue Strebepfeiler zwischen die alten setzte. Diese neuen, in Zementmörtel ausgeführten Pfeiler haben 1,50 m Stärke bei 3 m Abstand voneinander erhalten.

Die zweite Rutschung des Jahres 1867 fand in geringer Entfernung von der ersten in einer weniger tiefen Stelle des Einschnittes auf 120 m Länge statt. In der Verlängerung der bereits erwähnten Mauer ist hier eine solche von gröfserer Stärke und tieferer Gründung ganz in hydraulischem Mörtel wie die von 1861 aufgeführt, mit 1,50 m starken und 9 m voneinander entfernten Strebepfeilern (Abb. 22).

Endlich ist der Rest der östlichen Böschung bis 50 m von dem Auslauf des Einschnittes, um neuen Bewegungen vorzubeugen, am Fufspunkte mit einer Mauer nach dem Querschnitt (Abb. 22), aber ohne Strebepfeiler, bekleidet.

Die Gesamtlänge der Stützmauern an der Ostseite des Einschnittes, die allein in Bewegung geraten ist, beträgt 854 m. Die Wiederherstellungsarbeiten haben rund 390000 M. gekostet und waren von Erfolg begleitet.

8. Die Abrutschung beim Fort de l'Écluse auf der Linie Genf-Macon der Paris-Mittelmeer-Eisenbahn im Januar 1883.[71]) Die Stelle der Abrutschung befindet sich zwischen den Stationen Bellegarde und Collonges, an der Grenze der Jura- und der Molassebildung, wo sich die Moräne eines früheren Gletschers an dem der Juraformation angehörenden „Credo", welcher das Tal so zu sagen abschliefst, wahrscheinlich gestaut hat. Dementsprechend bestand der abgerutschte Boden aus Mergel mit Einklaubungen von Kieseln, hier und da auch von Molassestücken verschiedener Gröfse. Die Bahn lag in einer Krümmung von 500 m Halbmesser, bei einem Gefälle von 10‰ in einer Höhe von etwa 45 m über dem Rhone-Wasserspiegel.

Das Erdreich ist hier auf eine Länge von etwa 250 m in einer Breite von 40 bis 50 m und einer Höhe von etwa 70 m in die am Fufse befindliche Rhone gestürzt und bildete dort einen Damm, der einen Stau von mindestens 15 m Höhe verursacht hat. Demzufolge wurde das rückliegende Gelände des Tales auf etwa 4 km überflutet. Dem Vernehmen nach soll eine weit gröfsere Überschwemmung, die bis Chancy, also noch 3 km weiter hinauf reichte, aus ähnlichen Ursachen im 6. Jahrhundert stattgefunden haben.

Die abgerutschte Masse wird zu rund einer Million Kubikmeter angegeben. Bei der Bewegung ist die Bahnanlage mit einem 50 m langen Tunnel spurlos verschwunden.

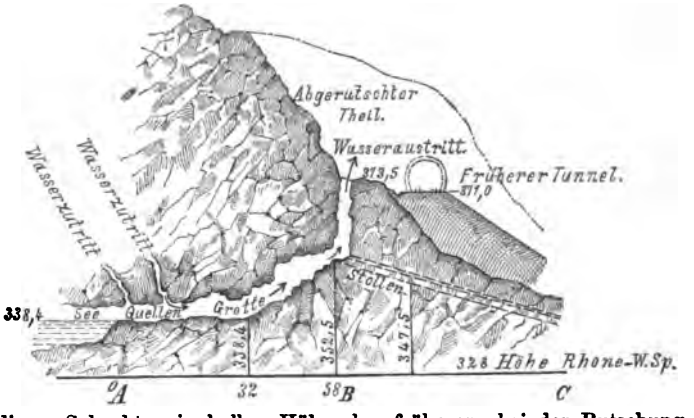
Die Ursache der Bewegung wurde auf starkes Anschwellen und Überlaufen unterirdischer Wasserzüge zurückgeführt und das einzige Mittel sachgemäfser Befestigung der Berglehne in der Anlage von

[71]) Vergl. Schweiz. Bauz. 1883 I. S. 59 ff. und 1885, V. S. 14 ff.

Entwässerungen mittels Stollen gesucht. Nach Vollendung der Aufräumungs- und vorläufigen Schutzarbeiten wurden deshalb die Entwässerungsstollen in Angriff genommen und meistens mit eiförmigem Querschnitte, 1,50 bis 2 m hoch und 1 bis 1,50 m breit, gemauert oder in Beton hergestellt. Als Mitte November 1884 etwa 1500 m solcher Stollen vollendet waren, ohne dafs die Wirkung derselben befriedigt hätte, traf man mit einem 14 m langen Seitenstollen unerwartet auf eine natürliche, in Kalkstein befindliche Felsenhöhle (s. Abb. 44). Bei näherer Untersuchung fand man am Ende des Stollens einen natürlichen, bis an die Erdoberfläche reichenden, 22 m hohen Schacht. Die Wandungen desselben waren wie geschliffen von der Reihung der durch das Wasser in drehender Bewegung gehaltenen Steine, welche sämtlich kugelförmig gestaltet und glattgerieben waren. Die Ausmündung dieses Schachtes in halber Höhe des früheren, bei der Rutschung verschwundenen Tunnels hatte den früher im Tunnel vorhandenen, häufig wechselnden Wasserzudrang, den man sich nie erklären konnte, veranlafst.

Abb. 44. *Rutschung auf der Paris-Mittelmeer-Bahn.*

Mafsstab für Längen und Höhen 1: 2000.



Ein noch bemerkenswerteres Ergebnis zeigte die Untersuchung der Höhle vom Ende des Stollens aus in der Tiefenrichtung. Hier stiefs man am Ende eines häufig im Querschnitte wechselnden, etwa 60 m langen und 13 m tiefen, beinahe mit der Bahnachse gleichlaufenden Ganges auf einen förmlichen See, der aus zwei Felsspalten durch starke Quellen gespeist wurde. Der Seewasserspiegel lag etwa 10 m höher als derjenige der Rhone.

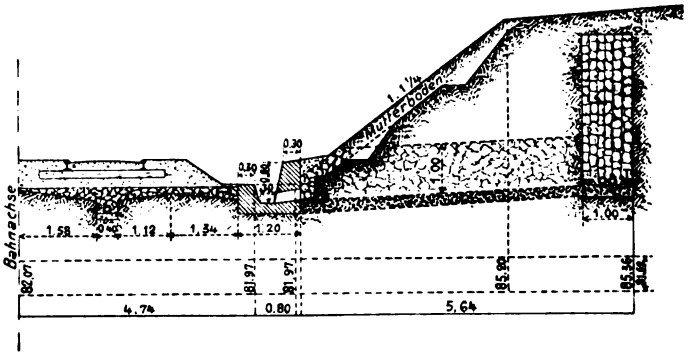
Durch das Auffinden dieser unterirdischen Wasserläufe ist der Hergang der Rutschung erklärt. Man hatte es hier mit einem Heber zu tun, dessen einen Schenkel die beiden Felsspalten in der Grotte bildeten, durch welche das Wasser zuströmte, den See und den unterirdischen Gang anfüllend, dessen anderer Schenkel der Schacht war, durch welchen das Wasser ausflofs. Je nachdem weniger oder mehr Wasser in die Grotte trat, hob sich das Wasser im Schacht auf geringere oder gröfsere Höhe, durch die vorhandenen Felsenschrunden einen Abflufs talabwärts findend.

Am Tage der grofsen Rutschung stieg das Wasser um 35 m bis zum Ausgang des Schachtes an der Erdoberfläche, was einem Druck von etwa $3^1/_2$ Atmosphären entspricht. Dabei mufs die Wassermasse sehr bedeutend gewesen sein, indem Messungen über den Wasserabflufs im Stollen ergeben haben, dafs bei Schneeschmelzen 10 bis 15 cbm i. d. Sekunde abgeführt werden.

Man beabsichtigte nun, den See bis auf dessen Grund mittels eines besonderen, neu herzustellenden Stollens zu entleeren und hierdurch die Gefahr weiterer Rutschungen gründlich zu beseitigen.

Die Kosten der Wiederherstellung der abgerutschten Bahnstrecke nebst den zugehörigen Arbeiten waren auf etwa 120000 M. veranschlagt.

Abb. 45. *Einschnittsicherung auf der Orleansbahn.*



9. Einschnittsicherung der Orleansbahn.[72]) Beim Umbau der Orleansbahn-Strecke von Bourg la Reine nach Sceaux wurde im Tonboden mit wasserführenden Schichten ein Einschnitt gegen Rutschen in der Weise mit Erfolg gesichert, dafs man zunächst an der Bergseite eine bis zum Planum hinab-

[72]) Vergl. Frahm, Eisenbahnbauten der Orleans-Bahn in und bei Paris. Zeitschr. f. Bauw. 1899, S. 587. — Revue générale des chemins de fer 1895, I. S. 344.

reichende Steinpackung auf Betonsohle mit Drainröhren nach Abb. 45 herstellte. Dann erst hob man den Einschnitt aus und legte einige Querpackungen auf Betonsohle nach dem Bahngraben an für den Fall, dafs sich die der Länge nach entwässernden Drainröhren verstopfen sollten. Das Planum wurde zudem ausgekoffert und mit einer Längsentwässerung versehen.

10. Rutschungen auf der Bahnstrecke von Toul nach Pont St. Vincent. Die bemerkenswerte Beschreibung[73]) des Baues dieser Linie der französischen Ostbahn enthält ein besonderes Kapitel über die Einschnitt- und Dammentwässerungen. In den Einschnitten sind Wasser-, auch Steinrippen oder Sporen (*éperons*) mit einer Entwässerung in den Graben oder in einen Sammelkanal zur Anwendung gekommen (vergl. § 5 unter Nr. 2 c, S. 232). In Km. 20,122 erfolgte im Mergel eine umfangreichere Rutschung, welche die Hauptstrafse von Toul nach Flavigny zerschnitt und einen Wasserablauf zerstörte. Man ersetzte zunächst den offenen Graben durch eine Rinne *B C* aus Zementbeton. Aufserdem führte man unter der Wasserrinne einen Y-förmigen Sporen *C B A A'* und 5 gewöhnliche Sporen zum Sammeln des von oben kommenden Schwitzwassers aus (vergl. Abb. 46 u. 47).

Abb. 46.
Einschnittsicherung der französischen Ostbahn.

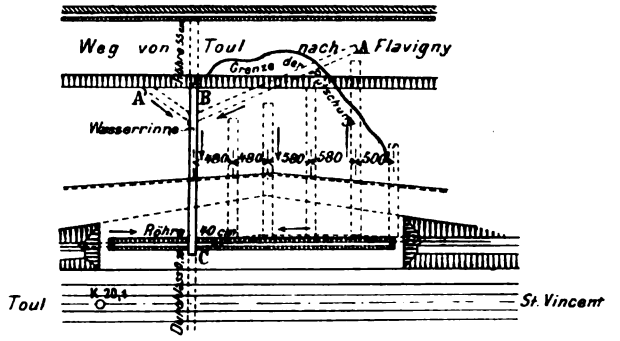
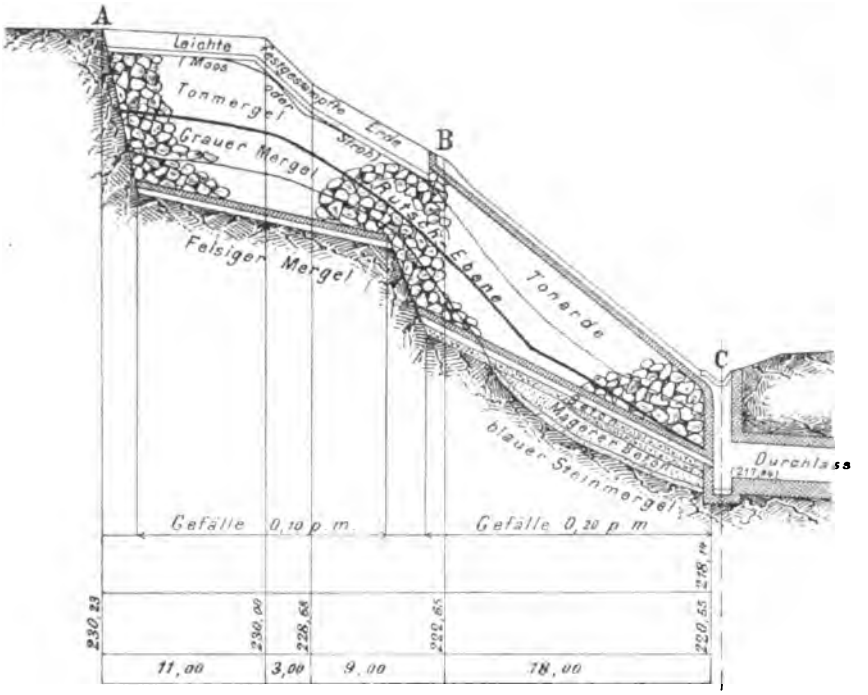


Abb. 47. *Einschnittsicherung der französischen Ostbahn (Längsschnitt A B C durch einen Sporen).*



11. Einschnittrutschungen beim Kaiser Wilhelm-Kanal.[74]) Die in einigen Trockeneinschnitten vorwiegend in Sand mit Nestern von Lehm, Ton und Mergel vorgekommenen Rutschungen zeigten eine ausgeprägte Muldenform. Hier war die Ursache immer ein infolge vermehrten Grundwasseraustritts entstandenes schnelleres Austreiben des feinen, fast reibungslosen Sandes auf einer fast

[73]) Vergl. M. Descubes, Revue des chemins de fer 1901, S. 533.

[74]) Vergl. J. Fülscher, Der Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals. Berlin 1898. Abt. I, S. 44.

undurchlässigen Schicht. In einigen Losen lag der Kanalquerschnitt durchweg im Klaiboden, der von dünnen Moorschichten stellenweise überlagert und durchsetzt ist. Der leicht erweichbare Boden machte infolge von Rutschungen das Arbeiten mit Trockenbagger unmöglich, als derselbe eine 2 m mächtige, stark wasserhaltige Schicht mergelhaltigen, sehr feinen Sandes angeschnitten hatte. Diese Bodenschicht quoll nach Störung des Gleichgewichts infolge des Aushubs in die Kanalsohle aus und brachte so die oberen Böschungsteile zum senkrechten Absturz, die unteren zur Verschiebung. Man beseitigte die vorgeschobenen Massen und verlegte die $1^1/_2$fache Einschnittböschung zur Entlastung um 15 m zurück. Die aufgetriebene Kanalsohle wurde mittels Trockenbagger, später infolge einer zweiten Rutschung mit Naſsbagger wieder vertieft, wobei die Böschung unter Wasser eine dreifache Anlage erhielt.

In den Losen XII bis XVI sind Rutschungen aufgetreten,

a) wenn die angeschnittenen Bodenschichten an sich wenig Standfähigkeit hatten, so z. B. wenn auf eine 1,5 bis 2,0 m starke Moorschicht ein fetter und sehr weicher Wiesenmergel, 2 bis 3 m stark, folgte;

b) wenn unter festen Bodenschichten, wie blaue Lette, quellenführende Sandschichten gelagert waren. Hierbei trat vielfach weniger ein Abrutschen der Letteschichten ein, als daſs diese infolge der Ausspülung der Sandschicht durch die Quellen in sich zusammensackten;

c) bei gröſseren Lagern von wasserführendem feinem Saugsand und feinem, mit Wasser stark durchsetztem Sandmergel.

Wenn Quellen über der Sohle der Kanalbaugrube zu Tage traten, wurden Stein- und Faschinenpackungen auf der Sohle der Abrutschung (dem Lettenboden) eingebaut und durch Pfähle festgenagelt, dann die Bodenmassen wieder angefüllt. Kleinere Wasseradern wurden durch Drainröhren abgeleitet.

§ 8. Dammrutschungen auf geneigter Bodenoberfläche und auf unterirdischen Gleitflächen.

1. **Gegenmaſsnahmen bei Dammrutschungen auf geneigter Bodenoberfläche.** Die Gegenmaſsnahmen bestehen in der Vermehrung der Widerstände

a) durch Umformen der Bodenoberfläche,

b) durch Entwässern des Bodens,

c) durch Stützen des Bodens,

d) durch Herstellung eines Bauwerkes an Stelle des Dammes.

a) Umformen der Bodenoberfläche. Zunächst erhöht die Reinigung des Bahnfeldes (vergl. Kap. I, § 5, S. 18) von vegetabilischen Stoffen, von Humus und allen solchen Bodenteilen, die das Wasser zurückhalten und der Last des Dammes nicht widerstehen, den Reibungswiderstand zwischen der Unterfläche und der Aufschüttung.

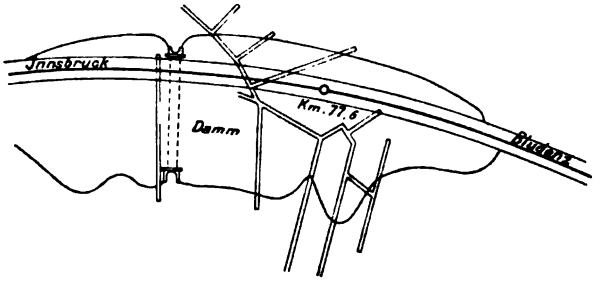
Hat das Gelände eine gegen die Wagerechte stark (im allgemeinen stärker als 1 : 10) geneigte Lage, so ist die schiefe Ebene stufenförmig umzubilden, so daſs die Aufschüttung in dem treppenförmig aufsteigenden Boden eine Unterstützung findet. Über die Herstellung der Abtreppungen, die entwässert werden müssen, vergl. Kap. I, § 5, S. 19. Häufig wird bei nicht zu steilem (etwa weniger als 1 : 8) geneigtem Gelände ein am Fuſse in den gewachsenen Boden eingeschnittener Absatz genügen.

b) Die Entwässerung des Bodens. Die Abhaltung und Ableitung des Wassers ist hier von der gröſsten Wichtigkeit. Namentlich ist dies der Fall, wenn der Boden undurchlässig ist, z. B. Tonboden zu Tage tritt. Am einfachsten ist die Anlage eines offenen Grabens, oder wenn dieser zu Rutschungen Veranlassung geben könnte, eines geschlossenen Kanals gleichlaufend mit dem Fuſse der oberen Dammböschung. Der Längsgraben bezw. Sickerkanal ist mit seiner Sohle womöglich bis unter die wasserführenden Schichten zu legen und mit ausreichendem Gefälle nach den Punkten hin zu versehen, von welchen das Wasser in Durchlässen unter dem Dammkörper durchgeführt wird. Bei durchlässigem Boden kann auch eine Dichtung der Sohle und der unteren

Grabenwand erforderlich werden, um zu verhindern, dafs das Wasser von der Grabensohle aus den durchlässigen Boden durchdringt und zu den undurchlässigen tonigen Schichten gelangt und diese in ihrer Oberfläche erweicht, löst und schlüpfrig macht. Oft wird eine Trockenlegung durch Einlegen von Drainröhren oder eine Anlage von Sickergräben oder Sickerrippen erforderlich[75]), die gegen Verschlammung abzudecken und meist quer oder schräg gegen die Dammachse anzulegen sind. Besonders wichtig ist die Trockenlegung des talseitigen Untergrundes. Dadurch dafs man die Sickerrippen 1,0 bis 1,5 m über den Boden vortreten läfst, wird die untere Dammschicht trockengelegt und die Reibung wesentlich erhöht. Auf dieselbe Weise werden auch die Wässer versteckt oder offen zu Tage tretender Quellen und undurchlässiger Schichten abgefangen und sind dann auf kürzestem Wege abzuleiten.

Abb. 48.

Entwässerung des Baugrundes unter einem Damme der Arlberg-Bahn.



Einzelne Sickerrippen mit Kanälen werden auch zur Ableitung des Wassers der bergseitigen Gräben benutzt werden können, wenn die Gräben bis zum nächsten Durchlafs sehr lang werden.

So sind auf der Lehnenbaustrecke der Arlberg-Bahn[76]) Landeck-Pians für die von den Dämmen durchsetzten Mulden im Glimmerschiefer-Geschiebe mit tonigen Einlagen, engmaschige Netze von tiefgetriebenen Sickerschlitzen (nach Abb. 48) ausgeführt worden.

Eine Beobachtung der Wasserausflüsse unter der Bahn während der Ausführung der Schüttung und Freihaltung des Wasserabzuges ist zur Verhinderung von Rutschungen in zweifelhaften Fällen empfehlenswert.

Hier möge das von Henz-Streckert in der Anleitung zum Erdbau[77]) für besondere Fälle angegebene Verfahren bei erfolgten Abrutschungen Platz finden.

Wenn nur durch zu starke Neigung des Geländes, ohne Zutritt des Wassers in das Innere des Auftrags, eine Abrutschung entstanden ist, so genügt es in der Regel, wenn an dem Fufse des abgerutschten Bodens ein starker Gegendamm angelegt wird (Abb. 1, Taf. VIII). Der abgerutschte Boden wird, sofern er trocken ist, auf dem Raume zwischen dem Bankett und der Anschüttung in dünnen Schichten ausgebreitet und gehörig festgestampft. Darüber wird in wagerechten Lagen der Auftragskörper wieder in solcher Weise ergänzt, dafs die etwas hohl anzulegende Böschung sich gegen das Bankett stützt und dann nach der oberen planmäfsigen Kante des Auftrages herangezogen wird. Diese Böschung mufs besonders gut gedichtet und wenn irgend tunlich, mit Rasen bekleidet werden, weil alles davon abhängt, keine Feuchtigkeit in den Raum zwischen dem eigentlichen Auftrage und dem Bankette gelangen zu lassen.

Waren jedoch unter der Schüttungsfläche hervordringende Quellen die Veranlassung der Abrutschung, was an der Durchnässung am unteren Teile des abgerutschten Bodens zu erkennen ist, so wird zunächst dem Fufse der Abrutschung entlang ein Graben gezogen und zwar so tief, dafs demselben nach der Talseite hin noch Abflufs verschafft werden kann, und dieser Graben wird mit Steinen ausgepackt, um den Quellen unter der Schüttung die möglichst tiefe Lösung zu verschaffen und ihren Abflufs unter dem Schüttungsboden zu begünstigen. Von diesem Längskanal werden dann noch, soweit damit zu kommen ist, Stichkanäle bis unter den Boden der Anschüttung geführt und ebenfalls mit Steinen ausgefüllt. Für die Anlage dieser Stichkanäle werden vorzugsweise solche Punkte gewählt, wo sich der Boden am feuchtesten zeigt und auf eine Vereinigung des Quellenwassers in einem Punkte schliefsen läfst. Dadurch

---

[75]) Vergl. Handbuch der Baukunde 1892, S. 77.

[76]) Vergl. Fogowitz, Die Entwässerungsarbeiten auf der Arlberg-Bahn. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, S. 48.

[77]) Vergl. Henz-Streckert, Anleitung zum Erdbau. Berlin 1874, (3. Aufl.), S. 160.

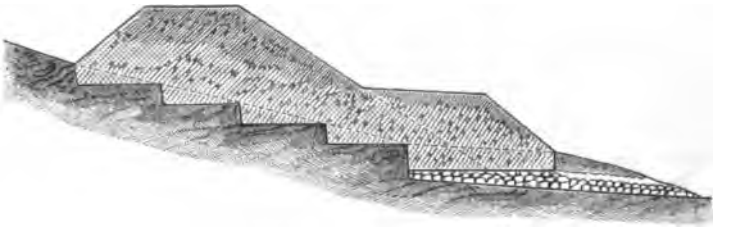
werden die Quellenlager noch mehr durchschnitten und der Boden in möglichster Tiefe unmittelbar entwässert. Erst wenn die Überzeugung gewonnen ist, dafs alle unter der Schüttung liegenden Quellen ihren Abflufs nach diesen Kanälen nehmen, kann mit der Wiederherstellung des Auftrages vorgegangen werden, indem zunächst hinter dem Längskanal ein Damm geschüttet, die Rutschmasse, wenn sie nicht vollkommen entwässert ist, beseitigt und mit gutem trockenen Boden in dünnen festgestampften, wagerechten Schichten aufwärts gegangen wird, bis die Oberfläche des Auftrages wieder hergestellt ist (Abb. 2, Taf. VIII).

Findet sich die abgerutschte Masse sehr erweicht und daher weit nach unten ausgeflossen, so kann ein Längendurchstich in demselben bis in den festen Boden eingeschnitten und in diesem der Hauptentwässerungskanal und zugleich der Gegendamm angelegt werden. Die flüssige Masse wird dann beseitigt, die feuchten Stellen im Erdboden werden ausgegraben, Sickerkanäle angelegt und überhaupt wird wie im vorigen Falle verfahren. Machen es Umstände irgend wahrscheinlich, dafs schon oberhalb der Schüttung Quellen entspringen, deren Wasser sich unter derselben durchzieht, so darf nicht versäumt werden, auch am oberen Fufse der Böschung einen Längsgraben einzuschneiden, in demselben die von oben kommenden Wässer abzufangen und nach den nächsten Lösungspunkten der Länge nach abzuführen (Abb. 3 u. 4, Taf. VIII).

Da Abrutschungen der Aufträge vorzugsweise da eintreten, wo Quertaleinschnitte überschritten werden, in denselben aber immer Durchlässe zur Wasserabführung liegen, so werden diese bei entstehenden Rutschungen gewöhnlich querdurch zerrissen, umgeworfen oder mindestens an ihrer unteren Mündung verschüttet. In solchen Fällen mufs zunächst Vorflut geschaffen, der Durchlafs wieder geräumt, und dann bis zur Aufsenböschung des neu zu bildenden Gegendammes verlängert, dabei möglichst tief in den Boden eingeschnitten werden. Findet sich der abgerutschte Boden in einem solchen Zustande der Zerrüttung, Beweglichkeit und Flüssigkeit, dafs es trotz aller Anstrengung nicht gelingt, einen offenen Kanal durch denselben bis zur verschütteten Kanalausmündung durchzuführen, so bleibt kaum etwas anderes übrig, als so schnell als irgend tunlich einen unterirdischen Stollen nach dem Durchlafs zu führen und denselben auf diese Weise zu entwässern. Da ein solcher Stollen in dem abgerutschten beweglichen Boden leicht zerdrückt oder verschoben werden würde, so wird man ihn, um sicher zu gehen, unter der Sohle des Auftrages im gewachsenen Boden anlegen müssen, was sich aufserdem empfiehlt, um eine möglichst tiefe Entwässerung zu erlangen.

c) Stützung des Dammes. Hierher gehört die Herstellung von Gegendämmen oder -Banketten, Erd- und Steinpackungen, sowie die Anwendung von Mauern und Pfählen. Zur Vorbeugung gegen Rutschungen wird es häufig von Nutzen sein, die in den gewachsenen Boden eingeschnittenen Stufen über den Fufs der auf geneigten Flächen zu schüttenden Dämme fortzusetzen und hier den Gegendamm herzustellen (Abb. 49). Die Masse solcher Erdwiderlager ist dem besonderen Fall entsprechend grofs genug, etwa $^1/_7$ bis $^1/_3$ der Hauptmasse, zu nehmen.[78]) Ferner müssen die Gegendämme aus schwerem und wenn möglich durchlässigem Boden, wie Sand oder Steinen u. s. w. sorgfältig in dünnen Lagen geschüttet und gedichtet werden. Sie sollen in den durchaus festen Boden eingeschnitten werden, der durch Sickerkanäle oder ähnliche Anlagen vollständig zu entwässern ist. Die Oberfläche ist mit Gefälle und einer ausreichenden Schutzdecke im Rasen oder besser Pflaster zu versehen[79]), um das Eindringen des Tagewassers zu verhindern.

Abb. 49. *Anordnung eines Gegendammes.*



Stehen für derartige Sicherungsanlagen durchlässige Bodenarten, wie Sand und Steine, nicht zur Verfügung und mufs ein fetterer, undurchlässiger Boden verwendet

[78]) Vergl. Bruère, Traité de consolidation des talus. Paris 1862. S. 224.

[79]) Vergl. Henz-Streckert, Anleitung zum Erdbau. S. 139.

werden, etwa der bei der Herstellung selbst und durch weitere Abgrabung des zu beschüttenden Geländes gewonnene, welcher dann durch Aufbringen in dünnen Schichten und sorgfältiges Stampfen zu einer dichten festgelagerten Masse umgearbeitet wird, so ist je nach Beschaffenheit des Bodens häufig noch ein Schutz gegen das aus der Aufschüttung dringende Wasser erforderlich. Um dasselbe abzuleiten, ehe es zu der Masse des Widerlagers gelangt, kann man zwischen letzterer und der Hauptmasse des Dammes eine Filterschicht nach Art der Textabb. 55 u. 56 (s. § 9) anordnen und von den tiefsten Punkten der Sohle derselben das Wasser mittels Querdrains, Sickerrinnen, Drainröhren u. dergl. unter dem Gegendamm fortleiten. Über die Befestigung der Sohle solcher Sickeranlagen und die damit zusammenhängenden Arbeiten vergl. § 5 unter II. B. 1. c. β. (S. 226), § 6 unter 3. (S. 236) und § 9 unter 2. b.

Beispiele für die Anlage von Gegendämmen finden sich auf Taf. VII, Abb. 12 u. 13, 14, 15, 20, 22 und Taf. VIII, Abb. 1, 2, 3 u. 7, sowie in § 11 unter No. 1 a. u. b., 2 a., 4, 5, 6, 12 a. u. b.

Häufig werden zur Stützung der Dammfüfse Trockenmauern und Pfähle, auch beide miteinander verbunden, angeordnet (vergl. unter 2 d.). Werden sie als selbstständig trockene Futtermauern oder als Mörtelmauern nicht in Verbindung mit Erdpackungen hergestellt, so haben sie selten den gewünschten Erfolg. Es fehlen für die Feststellung der Druckverhältnisse zur Berechnung der Abmessungen solcher Mauern die nötigen Unterlagen (vergl. § 5, II. B. unter 2. d., S. 232, sowie § 11 unter 8.).

d) Herstellung von Kunstbauten an Stelle des Dammes. Dieses kostspielige Mittel wird dort angewendet, wo mit Sicherheit anzunehmen ist, dafs die übrigen Mittel versagen.

In ausgedehntem Mafse sind auf der Moselbahn[80]) Brücken an Stelle von Dämmen an steilen Weinbergshängen, aus Schiefergerölle bestehend, zur Ausführung gekommen, so z. B. der Viadukt an der Pündericher Bergwand. Die durch das Gerölle hindurch auf den festen Fels hinabgeführten Pfeiler stützen noch den Hang.

Auch auf den italienischen Bahnen ist das Mittel der Überbrückung von Rutschungen mit einer oder mehreren Öffnungen häufig angewendet worden.[81])

2. Rutschungen des gewachsenen Bodens mit dem auf ihm aufgeschütteten Damme. a) Ursachen. Die durch die innere Beschaffenheit des belasteten Bodens verursachten Dammrutschungen beruhen auf ähnlichen Beziehungen zwischen den bewegenden und widerstehenden Kräften, wie die bei Einschnittrutschungen des gewachsenen Bodens auf Gleitschichten. Es kann daher auf die bezüglichen in § 5 (S. 219 ff.) enthaltenen Ausführungen verwiesen werden.

Dammrutschungen dieser Art entstehen, wenn die bewegende Kraft, d. h. die in der Richtung der Gleitschichten wirkende Seitenkraft des Gewichtes der beweglichen Masse — des natürlichen Bodens nebst der künstlichen Anschüttung — gröfser wird, als die Bewegungswiderstände, nämlich der Zusammenhalt, der Reibung und der stützenden Bodenmassen unterhalb des Dammkörpers.

Der Zusammenhalt tritt als Bewegungswiderstand einmal in dem Boden der Gleitschichten auf, wo sie durch Abscherung überwunden werden mufs, und ferner in den auf den Gleitschichten ruhenden Massen, indem hier zur Überwindung des Zusammen-

---

[80]) Vergl. Früh, Über den Bau der Moselbahn. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1883, S. 65 und Zeitschr. f. Bauw. 1883 u. 1884.

[81]) Vergl. Cauer, Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 151.

haltes ein Abreifsen der zur Bewegung neigenden von den in ihrer Lage verharrenden Massen erforderlich wird.

Wird das Gewicht der Auftragmassen so grofs, dafs die weichen Bodenschichten unter dem gesteigerten Drucke sich nicht zu halten vermögen, sondern zusammengedrückt und seitlich ausgepreſst werden, so ist mit dieser Verschiebung die Bildung von Rutschflächen verbunden und es bleibt unter der Anschüttung nur noch die Reibung auf den Rutschflächen als Bewegungswiderstand. Aufserhalb derselben bestehen als solche dann noch der Zusammenhang des Bodens mit dem Erdreich oberhalb des Dammes und der stützende Boden unterhalb. Genügen diese Widerstände in Verbindung mit der Reibung auf den Gleitflächen nicht, um der Seitenkraft der Schwere das Gleichgewicht zu halten, so mufs die Rutschung erfolgen.

Die Bildung von Rutschflächen hat indessen keineswegs ein Auspressen der weichen Bodenschichten immer zur Voraussetzung. Sie tritt schon ein, sobald das Übermafs der bewegenden Seitenkraft des Gewichtes der getragenen Massen über die aufserhalb der beschütteten Fläche vorhandenen Widerstände gröfser wird, als der als Scherfestigkeit auftretende und von dem Drucke wenig oder gar nicht beeinflufste Zusammenhalt der belasteten Schichten.

Sind ältere Rutschflächen aus früheren Bodenbewegungen vorhanden, deren Bestehen auf vollständige Zerstörung des Zusammenhalts schliefsen läfst, so ist als innerer Bewegungswiderstand wiederum nur die Reibung wirksam, als äufserer der Widerstand des stützenden Bodens an der unteren Seite des Dammes. Ist letzterer geringer als das Produkt aus dem Gewichte der auf der Rutschfläche lagernden natürlichen und aufgeschütteten Bodenmassen in die Tangente des Neigungswinkels der Rutschfläche, vermindert um die des Reibungswinkels, so mufs ebenfalls Bewegung eintreten.

Eine unmittelbare Verminderung der Reibung infolge des durch die Anschüttung vermehrten Druckes findet nicht statt. Da vielmehr die Reibung in unmittelbarem Verhältnis zum Drucke steht, so wird sie in dem Verhältnis, wie die bewegende Kraft durch die Belastung wächst, ebenfalls gröfser. War dieselbe daher vor Aufbringung der Anschüttung hinreichend, um die geringeren Massen des natürlichen Bodens in Ruhe zu erhalten, so mufs sie es auch nach Herstellung der Anschüttung sein, wenn nicht der gröfsere Druck mittelbar eine Veränderung der Bodenbeschaffenheit und damit eine Verminderung der Reibungsziffer bewirkt (vergl. § 5 unter II. A. S. 223).

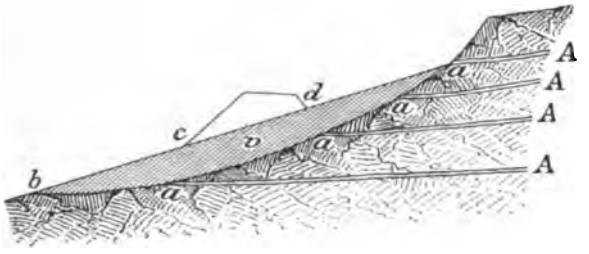
Eine solche Veränderung wird aber sehr oft dadurch herbeigeführt, dafs infolge des Zusammenpressens der tragenden Schichten die früher bestandenen Wasserabzüge gestört werden und das gestaute Wasser lösend auf die Bodenschichten einwirkt. Weil ferner jeder Dammkörper mit seinem mittleren Teile einen gröfseren Druck als mit den abgeböschten Seitenteilen ausübt, so bildet sich bei zusammendrückbarem Untergrunde eine muldenartige Vertiefung unter dem Auftrage, in welcher das Wasser sich sammelt und von hier aus nicht selten seine nachteiligen Wirkungen auf die natürlich abgelagerten Bodenmassen sowohl, wie auch auf die unteren Schichten der Anschüttung vollzieht.

Wie durch die Störung der Wasserabzüge die Reibungsziffer auf den vorhandenen Trennungsflächen vermindert wird, so kann in ähnlicher Weise auch die Bildung der Trennungsflächen infolge der Aufhebung des Zusammenhalts verursacht werden.

Meist liegt die Rutschfläche nicht zu Tage, sondern mehr oder weniger tief unter der Oberfläche. Aus den weiter unterhalb zu Tage tretenden Quellen läfst sich oft schon auf ihr Vorhandensein schliefsen.

In Abb. 50 stellen AA die wasserführenden Schichten dar. Das Wasser tritt auf der Stirnfläche der Bodenschichten bei aa heraus, sickert herab und kommt bei b unter der den Abhang bedeckenden (in der Abb. 50 schraffierten) Schicht verwitterten Bodens v zu Tage. Wird nun ein Damm mit der Sohle cd auf dem Abhang entlang geführt, so wird voraussichtlich der Damm nicht von der Fläche cd, sondern mit der ganzen Schicht auf der unterirdischen Gleitfläche aab abrutschen.[82]) Entweder kommt nun der ganze Damm mit dem beweglichen Boden in seitliche Bewegung oder der Damm erhält seiner Länge nach einen Rifs und rutscht nun zum Teil mit dem Boden ab. Der erstere Fall ist der günstigere. Der letztere wird, vorausgesetzt, dafs die Aufschüttung aus gutem Boden hergestellt ist, durch den ungleichen Druck, den der Dammkörper auf den Boden ausübt, veranlafst. Unter der Dammkrone gibt der Boden mehr nach, trennt sich und rutscht mit einem Teil des Dammes ab.[83])

Abb. 50. *Damm auf unterirdischer Gleitfläche.*



b) Gegenmafsnahmen. Die Mittel, um den Rutschungen des gewachsenen Bodens mit dem auf ihm ruhenden Damme vorzubeugen, liegen im wesentlichen auf demselben Gebiete, wie die früher besprochenen Mafsnahmen gegen Rutschungen an Einschnitten (vergl. § 5 unter II., S. 222). Es entfällt indessen die Verminderung der bewegenden Kraft, welche man dort durch Entlastung der Gleitschichten erreichen konnte, während hier das Bauwerk selbst die bewegende Kraft durch sein Gewicht liefert, dessen Verminderung nicht in Frage treten kann. Die Vorbeugungsmafsregeln bleiben daher auf die Vermehrung der Bewegungswiderstände beschränkt.

Wenn unter No. 1 dieses Paragraphen (S. 253) die Arbeiten zur Vermehrung der Widerstände an der Oberfläche des gewachsenen Bodens erörtert wurden, so handelt es sich hier um die Anwendung ganz ähnlicher Mittel zu ähnlichen Zwecken, nur mit dem Unterschiede, dafs die Anlagen auf eine gröfsere Tiefe zu wirken haben, daher in ihrer Anordnung und Ausführung umständlicher und schwieriger werden.

α. Umformen der Erdoberfläche. Der früher erwähnten Reinigung des Baufeldes entspricht hier eine Beseitigung der die Bildung von Rutschflächen begünstigenden Bodenschichten. Indessen wird dieses Mittel nur in seltenen Fällen, bei dem Vorkommen der Rutschflächen in geringer Tiefe unter der zu beschüttenden Fläche, durchführbar sein.

β. Eine zweckentsprechende Entwässerung des zu beschüttenden Erdreiches und seiner nächsten Umgebung, sowie eine Trockenlegung der Rutschfläche ist auch hier wieder in hinreichender Ausdehnung auszuführen (vergl. die Ausführungen über die Notwendigkeit sorgfältiger Vorerhebungen in § 4 unter 4., S. 217) und die baulichen Anlagen zur Durchführung der Entwässerung mittels Sickerkanälen, Sickerschlitzen, Drainröhren, Stollen und Schächten (vergl. § 5 unter II. B. 1. c., S. 225), die hier ihre Geltung behalten.

Wenn irgend möglich, sind die Entwässerungsanlagen in unzuverlässigem Gelände so frühzeitig herzustellen, dafs sie längere Zeit vor Beginn der Anschüttung wirksam

---

[82]) Vergl. Henz-Streckert, Anleitung zum Erdbau. Berlin 1874. S. 158 und Abb. 51, Taf. III.

[83]) Vergl. Lorenz, Entwässerungs- und Bauarbeiten im Rutschterrain. Zürich 1876. S. 12.

sein können, da die Austrocknung des Bodens durch Entziehung des Wassers keineswegs in kurzer Zeit von statten geht.

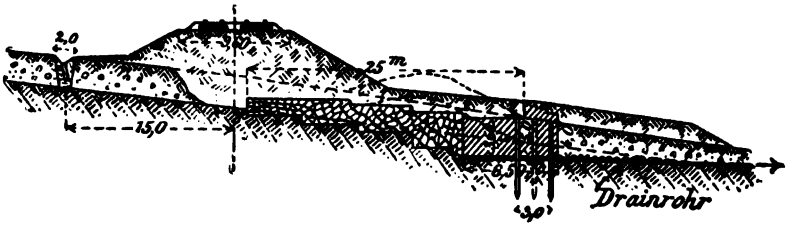
Wo der Zusammenhang in den oberen Schichten des Erdreiches bedeutend genug ist, um als Bewegungswiderstand zur Geltung kommen zu können, wird man gut tun, mit einem anzulegenden Längsgraben oder Trennungsschlitze dem oberen Dammfufse wenigstens nicht zu nahe zu rücken, um zwischen beiden eine gröfsere Bodenmasse unversehrt zu erhalten. Bei tiefer Lage der wasserführenden Schichten und günstigem Boden darüber wird aber der Ersatz eines solchen Schlitzes durch einen bergmännisch getriebenen Stollen stets in Erwägung zu ziehen sein (man vergl. Taf. VII, Abb. 17).

Unterhalb der Dammkörper finden die zu Tage ausgeführten, mit Steinen ausgepackten Längsgräben und Sickerschlitze, in einfacher und mehrfacher Anordnung nebeneinander, häufig Anwendung und haben hier die Wirkung, den Widerstand des stützenden Bodens zu erhöhen (Taf. VII, Abb. 15). Über die Herstellung solcher Wasserzüge als unterirdische Stollen vergl. Taf. VII, Abb. 16. In geeigneten Fällen wird statt der Anlage von Entwässerungszügen längs des Erdwerkes auch eine solche von Entwässerungen quer zum Damme vorteilhaft sein, nach Art der Steinrippen, die man dann bis in die Anschüttungsfläche fortsetzen kann.

γ. Festnageln der beweglichen Schichten auf den festen (vergl. § 5, II. B. 1. b., S. 225) kommt auch hier in Betracht. Dieses Verfahren ist jedoch nur anzuwenden, wenn die beweglichen Schichten so fest sind, dafs sie nicht fortgedrückt werden können.

δ. Auch eine Stützung des unteren Dammfufses durch Gegendämme ist ein wirksames Mittel; sie wirken auch als Gegenlast gegen eine Aufwärtsbewegung des Bodens, welche etwa durch ein Ausweichen der unter der Dammlast nachgebenden Schichten veranlafst wird.

Abb. 51. *Abstützung eines Dammes der französischen Nordbahn durch liegende Pfeiler und Bogen.*



Das Beispiel eines solchen Schutzwerkes gibt der 18 m hohe Damm von Quinquengrogne der Linie Busigny-Hirson der französischen Nordbahn. Die schlimmsten Rutschungen kamen jedoch nicht auf der höheren Dammstrecke, sondern bei einer Dammhöhe von nur 3 m vor, wo das nachstehend unter ε. angeführte Mittel überhaupt nicht in Betracht gezogen war. Auf der Talseite erhielt der Damm eine Stützung durch liegende Pfeiler und Bogen aus durch 3 durchlaufende Pfahlreihen verstärktem Mauerwerk im Zusammenhang mit einer guten Entwässerung (vergl. Abb. 51).[84])

Sind Rutschungen des gewachsenen Bodens zu befürchten, so ist bei Anlage von Seitenentnahmen ein genügend grofser Abstand vom Dammfufs einzuhalten und in den mit dem Auftrag gleichlaufenden Schachtgruben Querdämme stehen zu lassen, welche ein Hinausdrücken des Untergrundes verhindern. Bei Dämmen auf geneigter Bodenfläche wird am talseitigen Dammfufs die Herstellung einer Ausschachtung zu vermeiden sein, während eine solche auf der Bergseite auch nicht ohne Gefahr erscheint. Ebenso

[84]) Vergl. Ann. des ponts et chaussées 1883, II. S. 357, und Barkhausen, Der Erdbau. Handbuch der Baukunde. Berlin 1892. S. 76.

wird für Aussatzboden ein geeigneter Untergrund, dessen Belastung nicht zu Rutschungen Veranlassung gibt, auszuwählen sein.

ε. Als letztes Mittel kommt auch hier noch in Betracht die Ersetzung des Dammes durch einen Brückenzug (vergl. das Beispiel der französischen Nordbahn unter δ. und No. 1 unter d., S. 256).

§ 9. Rutschungen des Dammbodens selbst infolge Verminderung des Zusammenhalts und auf inneren Gleitflächen.

1. **Ursachen.** Zur Verminderung des Zusammenhalts des Schüttungsbodens, die Bildung von Gleitflächen im Innern desselben und in deren Folge Dammrutschungen werden veranlafst

a) durch Verwendung ungeeigneten Schüttbodens,
b) durch mangelhafte Bearbeitung und Schüttung des Bodens,
c) durch ungenügenden äufseren Schutz.

Eine zweckentsprechende Bauweise der Dämme, wie sie im Kap. I, § 29 bis 32 erörtert ist, wird die beiden Mängel der Herstellung und insbesondere den zweiten vermeiden, indem nur gleichartiger, gegen die Einwirkung des Wassers widerstandsfähiger, besonders nicht nasser oder gefrorener Boden verwendet und dieser in Lagen geschüttet, ungeeigneter Boden aber ausgesetzt wird.

Abb. 52.
Dammabrutschung auf einer inneren Gleitfläche.

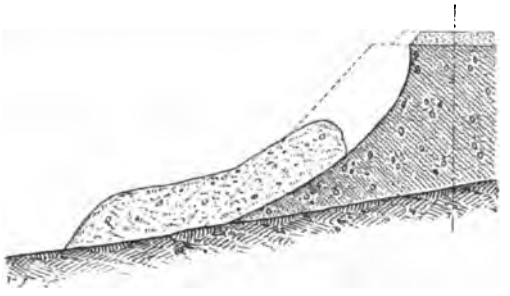
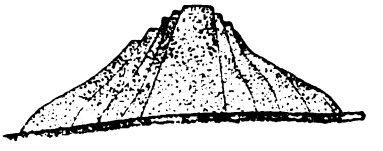


Abb. 53. *Dammrutschung infolge ungeeigneten Schüttbodens.*

Abb. 54.
Dammrutschung infolge Seitenschüttung.



Wird jedoch ungeeigneter Boden eingebaut, so kann sich unter der aufruhenden Last im Innern des Auftrags selbst eine Gleitfläche bilden, auf der eine Abrutschung erfolgt (vergl. Abb. 52)[85]) oder der Boden geht in einen halbflüssigen Zustand über und fliefst auseinander (vergl. Abb. 53). Die aus diesen Ursachen sich bildenden Gleitflächen zeigen von oben nach unten immer flacher werdende Neigung, während der äufsere Umrifse der Rutschmassen wegen der Gegenwirkung der Reibung auf der Bodenoberfläche eine S-förmige Gestalt aufweist (vergl. Taf. VII, Abb. 14, 15, 18, 20 u. 22 und Taf. VIII, Abb. 1, 2 u. 7, sowie Kap. I, § 30 unter 1., S. 173 und § 31, Beispiel 4, Abb. 129, S. 180).

Erfolgt die Schüttung auf geneigter Bodenoberfläche, so wird eine Durchweichung der unteren gleichfalls geneigten Dammschichten, welche herausgedrückt werden, eine Abrutschung des Dammes zur Folge haben. Bei wagerechter Lage braucht nur eine Senkung des Auftrages zu erfolgen.[86])

[85]) Vergl. A. Birk, Der Wegebau. Leipzig und Wien 1904. S. 58, Fig. 45.

[86]) Vergl. O. Luegers Lexikon der gesamten Technik, Bd. III, S. 123 und v. Willmann, Erdbau, S. 67 im Lehrbuch des Tiefbaues. Leipzig 1904.

In einem mit Seitenschüttung hergestellten Damme werden bei der Schüttung steile Trennungsflächen erzeugt (vergl. Abb. 54), auf denen bei einem verschiedenen Setzen der einzelnen Dammteile Wasser in den Damm gelangt und Abrutschungen veranlafst (vergl. Kap. I, § 30, S. 178).

Nicht immer aber ist bei dem in der Regel verlangten schnellen Baufortschritt und der meist hohen, oft unverhältnismäfsigen Kosten halber eine sorgfältige Bauweise und Auswahl des Bodens zu erreichen.

Dann aber müssen wenigstens alle Vorsichtsmafsregeln zur Vermeidung von Rutschungen beobachtet werden, insbesondere wird man die Schüttweise der Bodenart anzupassen haben (vergl. Kap. I, insbesondere § 30, S. 175). Auch ist zu vermeiden, durchlässigen Boden über einer undurchlässigen Unterlage im Damm unterzubringen, da sich in der Fläche zwischen beiden Bodenarten eine Gleitfläche bilden, oder ein Hinausdrücken der Böschungen entstehen kann.

Bei Aufträgen aus unauflöslichen, durchlässigen Bodenarten, wie grober Sand, Kies, Gestein, bedarf es im allgemeinen keiner besonderen Mafsregeln gegen Rutschungen der Auftragmasse selbst. Bei Dämmen aus fetten Bodenarten, wie Ton, Lehm und diesen verwandte Erdarten, ist es aber von gröfster Wichtigkeit, das Wasser vom Inneren der Aufträge abzuhalten oder wenigstens eine schädliche Ansammlung desselben, namentlich in Senkungen des Planums, zu verhindern (vergl. Kap. I, § 31 unter 2. a., S. 181).

2. Gegenmafsnahmen. Die Vorbeugungsmafsregeln gegen Dammrutschungen decken sich im allgemeinen mit den Wiederherstellungsmafsnahmen bei erfolgter Dammrutschung. Es ist meist das nachzuholen, was schon vorher hätte geschehen müssen. Man kann 4 Mittel unterscheiden.

a) Beseitigung und Umbildung des mangelhaften Schüttbodens. Ein Beseitigen der zum seitlichen Ausweichen neigenden Bodenmassen in beschränkterem Mafse und Ersatz derselben durch standfähigere, erweist sich oft als das wirksamste und am schnellsten zum Ziele führende Mittel. Fälle, in denen man zu diesem Mittel zu greifen genötigt wird, entstehen besonders durch Verbauen tonigen oder lehmigen Bodens, nachdem derselbe Wasser aufgesogen hat, dadurch erweicht ist und den Druck der auf ihm ruhenden Last nicht aufzuhalten vermag. Aber auch ganz leichter sandiger Boden kann unter dem Einflusse des Wassers in einen halbflüssigen Zustand geraten und in ähnlicher Weise seitlich ausweichen, wie die vom Wasser durchdrungenen fetten Schuttmassen (vergl. § 11 unter 3.). Indessen wird es nur in seltenen Fällen tunlich sein, etwaige bei Herstellung der Dämme begangene Fehler durch Beseitigung der aufgeschütteten Massen wieder gut zu machen, indem man den natürlichen Zustand wieder herstellt und dann, unter Beachtung aller Vorsichtsmafsregeln, insbesondere durch angemessene Vorbereitung des Bodens und durch Verwendung standfähiger Auftragmassen die Arbeit von neuem beginnt. Abgesehen von dem erheblichen Kosten- und Zeitaufwande, den ein solches Vorgehen verlangt, erheischt die Wiederherstellung des gestörten Gleichgewichtszustandes oft andere, als die zur Abwehr einer Störung anzuwendenden Mittel.

Stehen reichliche Beförderungsmittel zu Gebote, um zu Aufträgen besonders geeignete Erdarten, wie schweren Sand u. dergl., schnell und in grofsen Mengen, wenn auch auf bedeutende Entfernungen, herbeizuschaffen, so beseitigt man die weichen Massen aus dem Damme wohl dadurch, dafs man die herbeigeschaffte Schüttmasse auf den rutschenden Boden schüttet und damit so lange fortfährt, bis die weichen Massen durch

die aufgebrachte Last zur Seite ausgepreſst sind. Wenn auch anfangs die frischen Massen an der Seitenbewegung teilnehmen, so sinken bei weiterer Vermehrung der Last dieselben doch bald bis auf den tragfähigen Boden. Dieses Verfahren erfordert verhältnismäſsig viel Schüttmasse, ist aber in kurzer Zeit mit Erfolg durchzuführen und findet daher bei in Betrieb stehenden Eisenbahnen, wenn es darauf ankommt, möglichst rasch und ohne besondere Rücksicht auf die Höhe der Kosten einen gerutschten Damm wieder herzustellen, vielfach Anwendung.

Eine bemerkenswerte, ganz plötzlich erfolgte Dammrutschung ist an der Lübeck-Hamburger Bahn etwa 1½ Jahr nach Eröffnung des Betriebes nach einem mehrere Tage anhaltenden, sehr heftigen Regenfalle eingetreten, wahrscheinlich verursacht durch eine vorangegangene allmähliche Durchweichung des Dammbodens durch Quellwasser. Die Bahn überschreitet zwischen Oldesloe und Bargteheide in schräger Richtung (vergl. Abb. 6, Taf. V) die Schlucht der Rohlfshagener Mühlenaue in einer Länge von etwa 200 m und in einer Höhe an der tiefsten Stelle von etwa 15 m. Der Bach ist mit einer Brücke von zwei Öffnungen überbaut. Nach einer über diesen Fall G. Meyer von dem Erbauer zugegangenen Mitteilung hat sich die Schüttung von A bis zur Brücke während des Baues und nachher bis 1867 sehr gut gehalten. Zur Schüttung wurde der aus dem vorhergehenden Einschnitt gewonnene, schwere braune Tonboden verwendet. Die am 5. Februar 1867 abends 9 Uhr plötzlich und ohne jede vorhergehende Senkung oder seitliche Verschiebung eingetretene Rutschung liefs an der Dammkrone nur einen 1 m breiten Streifen stehen. Die Versenkung betrug unter dem Gleis auf eine Länge von etwa 38 m 2,5 bis 3 m, wobei die Dammerde bis zu 68 m seitwärts in das Tal abrutschte.

Der Damm wurde sodann durch Sandschüttung wieder hergestellt. Ein bei a etwa 6 m tief gesenkter Brunnen erreichte eine quellige Schicht, deren Wasser durch Tonröhrenleitung dem Bach zugeführt wurde. Seitdem hat sich irgend eine neue Sackung oder Verschiebung an dieser Stelle nicht gezeigt.

Auf der anderen Seite der Schlucht dagegen hatte die seitliche Abrutschung des aus gleichem Boden geschütteten Dammes bereits während der Bauzeit begonnen. Ausgedehnte unterirdische Entwässerungen teils mit Faschinen, teils mit Röhren am Fufse des Dammes angelegt und mit Abzweigungen in diesem hineingetrieben, hatten jedoch gar keinen Erfolg, vielmehr sind hier noch in jedem Winter weitergehende Rutschungen eingetreten, so dafs der Fufs des Dammes die im Plane angegebene Grundform annahm.

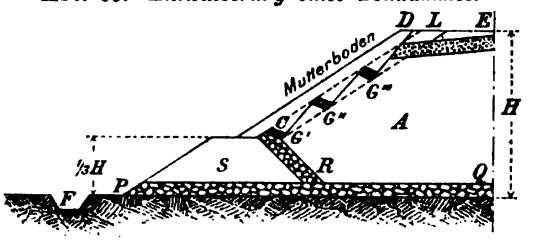
Sehr häufig liegt die Ursache des Abrutschens der äufseren Schüttmassen von dem Kern des Dammes in der Anlage zu steiler Böschungen. In solchen Fällen kann man behufs Wiederherstellung des Dammes in der Weise vorgehen, dafs man die abgerutschten Massen teilweise oder vollständig in Längenabteilungen entfernt und dieselben, nachdem Stufen in den festgebliebenen Kern eingeschnitten sind, sorgfältig auf letzteren wieder aufbringt, unter Beachtung der bekannten Vorsichtsmafsregeln, wie Auftragen in dünnen, schwach nach aufsen geneigten Schichten, Feststampfen des Bodens und Anlage genügend flacher Böschungen. Die weniger durchfeuchteten Massen können dabei nach gehöriger Umarbeitung wieder Verwendung finden. In Verbindung mit diesem Verfahren pflegt man Steinrippen und Gegendämme am Fufse des Dammes anzuwenden, von denen weiter unten noch die Rede sein wird.

b) Entwässerung des Schüttbodens. Die Entwässerungsanlagen haben auf die Vermeidung der Wasseransammlung und die Austrocknung des Auftragbodens abzuzielen. Über die Anlagen zur Entwässerung der Dammkrone vergl. Kap. I, § 31 (S. 182). Wo die frisch aufgebrachten Massen an den stehengebliebenen Kern des Dammes sich anschliefsen, werden, wenn erstere nicht aus durchlässigem Boden bestehen, Entwässerungsschlitze, Filterschichten, Sickerrinnen und ähnliche Anlagen längs oder quer zur Dammachse erforderlich (vergl. Abb. 55).

Die Sicherung eines aus Tonboden bestehenden Dammkernes geht aus Abb. 55 hervor. Durch Anordnung einer durchlässigen Schicht unter dem Planum, welche mittels

Kanälen CL nach dem Schlitz R entwässert und durch eine verdeckte Böschungsentwässerung mit Sickerungen $G' G'' G'''$, die nach den Kanälen CL führen, ist die Dammkrone und die Böschung geschützt. Den Dammfufs stützt ein Gegendamm S aus durchlässigem Boden, der gegen den Dammkörper durch den Sickerschlitz R getrennt ist. Letzterer entwässert in die am Boden des Auftrags hergestellte Trockenpackung, welche ihrerseits das Wasser in den offenen Graben ableitet.[87])

Abb. 55. *Entwässerung eines Tondammes.*



Bei der Wahl der Entwässerungsanlagen ist zu beachten, dafs bei den Bewegungen, welche die Auftragmassen bis zu ihrem vollendeten Setzen durchmachen und welche keineswegs immer regelmäfsig erfolgen, leicht Veränderungen in dem Gefälle der Sammel- und Abzugskanäle vorkommen, dafs letztere infolge des ungleichen Sinkens des Bodens, auf welchem sie liegen, leicht auseinanderreifsen und dafs an so zerstörten Stellen das Wasser sich in die Auftragsmasse ergiefst. Drainröhren sind daher mit grofser Vorsicht zu verwenden.

So hat man auf der Main-Weser-Bahn bei zwei Dämmen, welche zum Teil während Regenwetters geschüttet waren und auswichen, den oberen Teil mit Sandboden wieder hergestellt, den aus Tonboden bestehenden Böschungsfufs aber, welcher den Wasserabflufs verhinderte, nachdem die Hauptbewegungen aufgehört hatten, durch Drainröhren trockengelegt. Wo diese infolge späterer Verschiebungen ihren Dienst versagten, sind sie wieder aufgegraben und mit trockenen Steinen überfüllt. Die geringste Entfernung dieser Querröhren beträgt 5 m und je nach Beschaffenheit des Bodens mehr (Taf. VII, Abb. 18 u. 19).

Gute Dienste leisten sorgfältig gearbeitete und ineinandergreifende Bohlenrinnen als Unterlagen für die Sickerkanäle, wegen ihres festen Zusammenhanges und weil sie bei ihrer Lage im Damme, den unmittelbaren Einflüssen der Atmosphäre entzogen, von langer Dauer sind.

Die Anlage von Sickerbrunnen in dem ausgewaschenen Boden hat sich auf der Bahn von Paris nach Coulommiers nicht bewährt, indem die Brunnen in Ermangelung eines festen Widerlagers an der Bewegung des Bodens teilnehmen mufsten. Es ist dann eine Trockenlegung durch Längs- und Querkanäle und Anlage von Gegenbanketten in folgender Weise zur Anwendung gebracht. Zuerst hat man am Fufse der Abrutschung Quergräben bis nach der ursprünglichen Dammböschung vorgetrieben. Von diesem Punkte aus ist dann ein Längsgraben ausgehoben, an der Sohle mit Drainröhren belegt, dann mit trockenen Steinen ausgefüllt und an den Seiten sowohl wie oben mit Strohmatten umschlossen, um das Eindringen des Bodens zu verhindern. Zuletzt hat man am Fufse der Rutschung einen Gegendamm hergestellt, dazu teils den abgerutschten Boden, teils trockenen Boden verwandt, beide gehörig umgearbeitet, in dünnen schwach geneigten Lagen aufgebracht und gestampft. An manchen Punkten zeigte sich der Auftrag hierdurch noch nicht gehörig befestigt und wenn gleich der untere Absatz fest blieb, so waren geringe Bewegungen an dem oberen Teile der Böschung erkennbar. An solchen Stellen hat man eine zweite Rigole, ganz ähnlich der ersten und nach dieser entwässernd, angelegt und dadurch den Damm vollständig gesichert (Taf. VII, Abb. 22).

Auch Faschinen und Spreutlagen werden oftmals mit Nutzen angewandt, sowohl zur unmittelbaren Ableitung des Wassers, als auch zum allmählichen Austrocknen feuchter Auftragmassen (vergl. auch § 11 unter No. 4 u. 9*).

Auf der französischen Ostbahn ist ein Damm von durchschnittlich 4 m Höhe in einer feuchten Wiese dadurch zum Ausweichen gekommen, dafs der Tonboden, welcher bei Frostwetter geschüttet war, durch das im Auftrage enthaltene Wasser und infolge von Regen aufweichte. Die Böschung ist dann

[87]) Vergl. Costruzione ed esercizio delle strade ferrate. 1903: V. Baggi, Costruzione della sede stradale, vol. I, parte I, cap. II, S. 121.

bis an die Aufsenkante der Schwellen abgerutscht, und um sie wieder herzustellen, hat man rechtwinkelig zur Bahnachse Gräben von 1 bis 2 m Tiefe eingeschnitten, je drei Faschinen eingelegt und Erde in wagerechten Lagen eingestampft. Darauf hat man den abgerutschten Boden umgearbeitet und am Fufse des Dammes einen Gegendamm von 2 m Höhe und 3 m Breite hergestellt, unter welchem die Wasserzüge bis zum Auslauf der Böschungen verlängert sind (Taf. VII, Abb. 20 u. 21). In derselben Weise ist auf der Strecke Posen-Kreuzburg bei Przygodice im Jahre 1900 ein auf einem Moore schwimmender Eisenbahndamm bei mergeligem Boden gegen Ausfliefsen mit Erfolg gesichert worden, nachdem der Untergrund durch Torfgruben zusammengedrückt und tunlichst entwässert worden war.

Eines der wirksamsten Mittel, welches besonders in an Steinen reichen Gebirgsgegenden seine Bedeutung hat, sind auch hier die Steinrippen, Teilungsrippen, Sporen (*éperons*, *spéroni*), die vorzugsweise als Anlagen für die Entwässerung und Austrocknung des Schüttbodens, gleichzeitig aber auch als Strebepfeiler wirken. Über die Anwendung solcher Steinrippen bei Einschnittrutschungen ist in § 5 unter II. B., 2. c. (S. 230) die Rede gewesen. Ihre Anordnung bei Dämmen ist eine ganz ähnliche. Über das Verfahren bei der Ausführung der Steinrippen an der Paris-Mittelmeer-Bahn vergl. § 7 unter No. 6 (S. 249), sowie Abb. 1 bis 5, Taf. V. An italienischen Bahnen werden die Steinrippen, Sporen, in folgender Weise hergestellt.[88])

Die senkrecht in die Böschung einbindende Steinrippe wird nach aufsen durch die Böschungsfläche begrenzt. Die Sohle ist gewöhnlich abgetreppt. Die Stufen dieser Abtreppung haben, um die Stützwirkung besser auszuüben, meist ein Gefälle nach innen. Unterhalb derselben befindet sich jedesmal eine in der Längsrichtung der Rippen laufende gemauerte Rinne, welche entweder nach aufsen oder innen abfällt. Im ersten Falle mündet dieselbe unten in einen Längsgraben des Auftrages oder in den Einschnittsgraben (vergl. Abb. 67), im zweiten Falle in einen unterirdischen Längskanal, der wiederum von Strecke zu Streke sein Wasser durch Abflufskanäle nach aufsen führt. Die Steinrippe entzieht, wie ein Saugschwamm, dem benachbarten Boden das Wasser und führt es durch die gemauerte Rinne sicher aus dem Damme heraus. Die Abstände je zweier Sporen wechseln von 6 bis 12 m, die Breite z. B. 2,60 m, nach dem Grade der Wasserhaltigkeit, der Beschaffenheit des Bodens u. s. w. Vielfach sind je zwei Sporen durch eine Anzahl Längsrippen, sogenannte „Diaphragmen", verbunden. Diese haben viel geringere Höhe, bleiben daher weit unter der Böschung. Auch unterhalb dieser läuft je eine gemauerte Rinne, die sich in die Rinne der nächsten Sporen ergiefst. Das zwischen den Sporen und aufserhalb der Längsrippen liegende Erdreich wird gewöhnlich durch anderes, festzustampfendes ersetzt. Letzteres ist nun gegen Wasser geschützt und stützt selbst die höher und dahinter liegenden Erdmassen. Auch sind Längsgräben in Bermen der Böschungen angeordnet.

Die durch Längs- und Querrippen herbeigeführte Entwässerung ist eine sehr vollkommene Die Bauweise bietet namentlich auch ein bequemes Mittel, eine in Rutschung geratene Böschung während des Betriebes wieder herzustellen. Man hebt zunächst die lotrechten Schlitze für die Sporen aus und stellt diese in Steinpackung her. Die ersteren dienen dann als Stützung für den Damm oder das Hinterland der Abtragböschung, während man aus den Zwischenräumen mit der nötigen Vorsicht den schlechten Boden entfernt und durch guten ersetzt.

Bei einer Dammschüttung im Zuge der Linie Caltanisetta-Catania[89]) war früher bereits eine Sicherungsanlage mit solchen Sporen in 12 m Abstand ausgeführt worden. Hier vermochten sie dem tonigen Boden die Feuchtigkeit nicht in genügendem Mafse zu entziehen. Nachträglich wurde daher, nach Abb. 56, die alte Schüttung stufenförmig abgestochen, an der Rückwand jedes Absatzes ein niedriges Trockenmäuerchen mit Sickerkanal angebracht, sodann die Böschung aus undurchlässigem, auf den Absätzen sorgfältig festgestampftem Boden wieder hergestellt. Die Ableitung des Wassers aus den Sickerkanälen der Trockenmäuerchen erfolgt zum Teil durch die Fufskanäle der Sporen, zum Teil durch besondere treppenförmig abfallende Querkanäle in die am unteren Rande des Dammes angelegten Sammelkanäle.

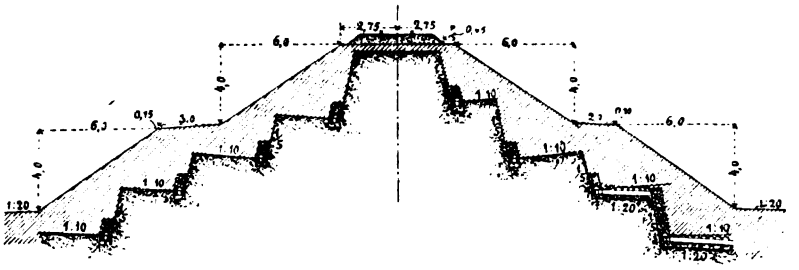
Auch auf der französischen Ostbahn sind Sporen oder Sickerschlitze zum Teil im gewachsenen Boden, zum Teil im Auftrag auf der Linie von Toul nach Pont St. Vincent ausgeführt, um den Kern des Auftrages und dessen Untergrund zu entwässern und um die feuchten Bodenschichten zu stützen.[90])

[88]) Vergl. Cauer, Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 152.

[89]) Vergl. Keller, Zentralbl. d. Bauverw. 1892, S. 218.

[90]) Vergl. M. Descubes, Revue générale des chemins de fer 1901, I. S. 539.

Abb. 56. *Abtreppung und Entwässerung eines Bahndammes der Strecke Caltanisetta-Catania.*



In § 11 unter No. 1[b] ist eine an der Nordhausen-Wetzlarer Bahn vorgekommene Ausführung besprochen, bei welcher die Rippen nicht bis an die Böschungsoberkante mit Steinen ausgepackt, sondern nach Art der Sickerschlitze in den oberen Teilen mit feinerem durchlässigem Material überdeckt sind.

Bei den unter No. 10[a] desselben Paragraphen beschriebenen Arbeiten am Abschlufsdamme des Staubeckens bei Cercey am Canal de Bourgogne in Frankreich (Taf. VIII, Abb. 10 u. 11) ruhen die Steinrippen nur am Fufse des Dammes auf gewachsenem Boden, im übrigen auf den in die Auftragsmasse eingeschnittenen Stufen. Sie sind später zum Teil durch Rippen aus Mörtelmauerwerk ersetzt und, zugleich mit den zwischenliegenden Erdböschungen, durch ein in Wasserkalkmörtel gesetztes Steinpflaster bekleidet worden.

Am Abschlufsdamme des Canal du Centre bei Torcy (vergl. § 11 unter No. 10[b] und Taf. VIII, Abb. 8 u. 9) hat man zur Erreichung eines festen Baugrundes für die Steinrippen dieselben durch Gewölbe und bis auf den gewachsenen Boden hinabgeführte Pfeiler unterstützt.

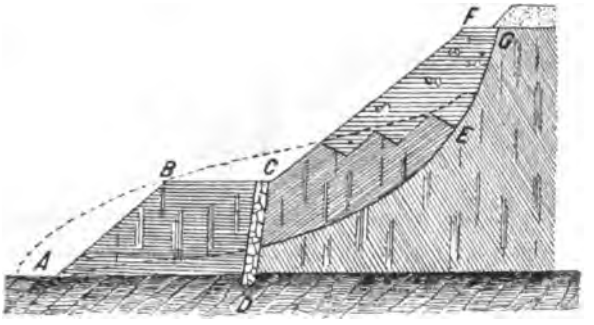
Über einige andere Beispiele von Steinrippen vergleiche § 11 unter No. 1[a], 1[b] u. 6.

Zu dem Mittel der bergmännisch getriebenen Stollen behufs Herstellung von Wasserabzügen in dem aufgeschütteten Boden, wie zur Entwässerung des tragenden Erdbodens wird man vorzugsweise da seine Zuflucht nehmen, wo wegen der Höhe des Auftrages oder wegen der Neigung des Geländes die Gewinnung eines ausreichenden Gefälles durch Tagebauten nur unter Aufwendung ganz bedeutender Abtragsarbeiten zu erreichen sein würde. Nicht selten bringt man derartige Stollen in Verbindung mit Schächten, nimmt sie auch von diesen aus in Angriff und gelangt so zu ähnlichen bergmännischen Arbeiten, wie sie bei Rutschungen des natürlichen Bodens an Einschnitten vorkommen und früher in § 5 unter II. B. 1. c. (S. 225) geschildert sind.

Es ist schon im Kapitel I, S. 181 angeführt, dafs das Schotterbett auf Eisenbahndämmen häufig Veranlassung zur Bildung von Wassersäcken gibt, die für den darunter befindlichen Auftragboden gefahrbringend werden. In § 11 unter No. 5 (siehe Taf. VIII, Abb. 7) ist ein Fall besprochen, in welchem durch das fortgesetzte Aufschütten von Steingerölle zum Ersatz der aus lehmigem Material bestehenden und infolge der Aufnahme grofser Wassermengen auseinanderfliefsenden Auftragsmassen der Bettungskörper allmählich mit seiner Sohle auf eine Tiefe von 7 bis 8 m in den Damm eingesunken ist. Hier hat man z. B. dann, um den von lehmigen Massen umschlossenen Steinkörper, der dem Tagewasser ungehindert Zutritt zu dem Inneren des Auftrages bot, einen Wasserabzug zu verschaffen, von dem Fufse des Dammes aus einen Stollen bis unter die Steinmassen getrieben und an diesen nach beiden Seiten in der Richtung der Bahnachse Abzweigungen angeschlossen.

Für die Wahl der Entwässerungsanlage ist aber nicht allein die günstige Herstellungsart entscheidend, sondern auch deren Wirkung. In dieser Beziehung ist auf den in § 5 unter II. B. 1. c. (S. 225) hervorgehobenen Unterschied zwischen den Wirkungen der unterirdischen Stollen und der zu Tage ausgeführten Sickerschlitze hinzuweisen.

Abb. 57. *Gegendamm.*



c) Herstellung äufserer Widerstände, wie Gegendämme (vergl. Abb. 57), Steinpackungen, Trocken- und Mörtelmauern und in Verbindung hiermit oder für sich Pfähle. Auch hier gilt das in § 8 unter 1. c. (S. 255) Gesagte (vergl. auch § 11 unter No. 8).

d) Schutz der Böschungen und der Krone. Hinsichtlich des äufseren Schutzes der Böschungen und der Krone, welcher das Eindringen verhindern und die schnelle Ableitung des Tagewassers sicher stellen oder auch dem Angriff stehenden, fliefsenden oder bewegten Wassers begegnen soll, kann hier auf Kap. I, § 28 (S. 170) u. § 31 (S. 184) verwiesen werden. Es handelt sich hier um eine zweckentsprechende Gestaltung des Dammes in seinen äufseren Umrifslinien, der Krone und seiner Böschungen und einer geeigneten Schutzdecke für denselben (vergl. Abb. 55).

§ 10. Dammbewegungen auf nachgiebigem Untergrunde, insbesondere auf Moorboden. Gegenmafsnahmen. Das Mafs des Widerstandes des Bodens gegen die auf ihn gebrachten Belastungen hängt wesentlich von der Art der Druckverteilung ab, ob nämlich der Boden vermöge seiner inneren Beschaffenheit den Druck nur in lotrechter Richtung von Schicht zu Schicht überträgt oder ihn nach allen Seiten verteilt. Ersteres Verhalten zeigen die aus festen Teilen bestehenden Bodenarten, wie Fels, Kies, Sand, auch der geschlossene Tonboden; letzteres jede unter dem Einflufs des Wassers stehende Erdart und verschieden nach dem Grade ihrer Löslichkeit, sowie der mechanischen Beimengung von Wasser.

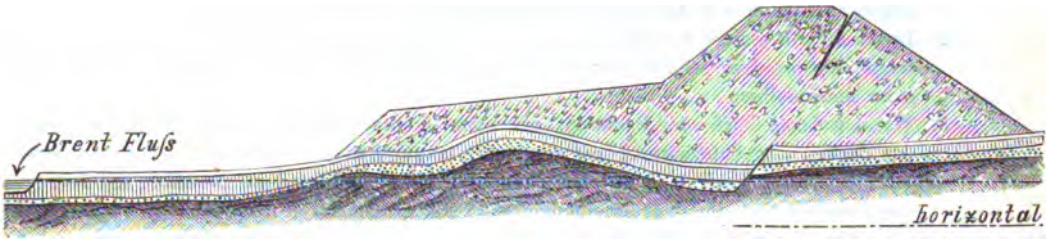
Die Ermittelung der Tragfähigkeit der Bodenarten für Zwecke des Erdbaues bietet Schwierigkeiten, weil die Lagerungsverhältnisse der Schichten, die Richtung der Wasserzüge und die innere Beschaffenheit des Bodens oft so schnell wechseln, dafs die an einem Punkte durch Versuche, etwa durch Probebelastungen, gefundenen Verhältnisse nicht mafsgebend für gröfsere Strecken sind. Immerhin sind durch genaue Bodenuntersuchungen, Aufgrabungen und Sondierungen in der Regel ausreichende Ergebnisse zu erzielen (vergl. Kap. I, § 3, S. 13). Im übrigen wird man sich die in ähnlichen Fällen gemachten Erfahrungen zu Nutze machen.

A. Dämme auf nachgiebigem Untergrund aus festeren Bodenarten. Das blofse Zusammenpressen der tragenden Bodenmassen gibt selten zu ernsten Unfällen Veranlassung. Es ist nur zu beachten, dafs der Kern des Auftrages einen gröfseren Druck auf die Flächeneinheit des Bodens ausübt als die abgeböschten Seiten und in der Folge die Oberfläche des Geländes, ebenso wie das Planum des Auftrags eine Muldenform annimmt. Dadurch wird leicht, wie schon früher ausgeführt, eine Änderung in den Wasserzügen hervorgerufen, der Ablauf wird gehemmt und es entsteht eine Wasseransammlung in der Mulde, welche eine Durchweichung des aufgeschütteten

sowohl, wie des gewachsenen Bodens und bei geneigter Lage des Geländes auch die Bildung von Rutschflächen herbeiführt.

Mühsamer und bedenklicher wird die Herstellung von Aufträgen auf einem durch seitliches Ausweichen der unteren Schichten nachgiebigen Untergrunde. Das Mafs des Sinkens hängt von dem Grad der Nachgiebigkeit des Bodens und der Gröfse der Last des Auftrages ab. Man wird deshalb suchen, die Dammhöhe auf nachgiebigem Gelände bis zu einer gewissen Grenze möglichst niedrig zu halten. Zum Niederhalten des unter der Belastung ausweichenden Bodens werden Gegendämme angeschüttet (vergl. Taf. VII, Abb. 1 u. Textabb. 58).

Abb. 58. *Dammrutschung an der Great Western-Eisenbahn.*



Ein Beispiel hierzu liefert die Dammrutschung an der Great Western-Eisenbahn im Tale des Brent bei Hanwell in England.[91])

Die in Kies bis zu einer Höhe von 16,5 m aufgeführte Dammschüttung (vergl. Textabb. 58), ruht auf Ackererde, unter welcher eine 1,25 m hohe Schicht angeschwemmter Ton auf einem 1 bis 3 m mächtigen Kiesbett gelagert ist. Letzteres ruht endlich auf der Londoner Tonerde, welche in allen Richtungen von Schlammschichten durchkreuzt wird. Das Gelände fällt um 6 m bis zum Spiegel des Brent-Flusses.

Das Setzen der Auffüllung begann in der Nacht vom 21. Mai 1837 und betrug etwa 5 m, allmählich spaltete sich der Damm in seiner ganzen Länge, während der natürliche Boden, wie in der Abbildung dargestellt, unter der Schüttung auseinanderrifs, in dem abgerissenen Teile neben der Trennungsstelle sich senkte, zwischen Damm und Flufs aber aufstieg. Die Ausdehnung dieses zum Teil eingesunkenen, zum Teil aufwärts gedrückten Erdreiches betrug 120 m in der Länge und 24 m in der Breite. Durch Belastung des gehobenen Bodens und Herstellung einer kräftigen Gegenberme hat man dann das Gleichgewicht wieder hergestellt.

Es wird angenommen, dafs die Rutschung nicht erfolgt wäre, wenn man den sumpfigen Boden, auf welchem der Damm ruht, vor dessen Aufschüttung ausgetrocknet hätte.

B. Dämme auf wasserhaltigen Bodenarten.

1. Dämme auf Moor und Torf. Die Entstehung von Torf und Moor aus stillstehenden Gewässern, in welchen die Rückstände der Pflanzenteile mehr oder weniger dichte Massen gebildet haben, läfst von vornherein das Vorhandensein von Wasser annehmen, welches oft so bedeutend ist, dafs die Masse einem Druck von oben nur geringen Widerstand entgegensetzt und seitlich ausweicht. Selten sind infolge von natürlichen Erhebungen oder künstlichen Entwässerungen solche Stellen ganz ausgetrocknet. Häufiger findet sich eine teilweise Entwässerung an der Oberfläche, die oft dicht benarbt ist und eine grofse Tragfähigkeit zu besitzen scheint, während die darunter liegenden Bodenschichten von Wasser vollständig gesättigt und in einem halbflüssigen Zustande sind. Der festere Moorboden zeigt gewöhnlich eine gewisse Elastizität und einmal trocken geworden, behält er seine Festigkeit, so dafs er bei späterer Berührung mit Wasser nicht mehr aufgelöst wird.

---

[91]) Vergl. Hutton-Gregory in der Allg. Bauz. 1845, S. 257.

Die auf Moorboden hergestellten Dämme sinken in denselben je nach der Beschaffenheit des Moores mehr oder weniger tief ein, wobei das nebenliegende Gelände meist emporsteigt. Die Tiefe, bis zu welcher die Schüttung einsinkt, hängt von der Festigkeit der unteren Moorschichten ab; bei ganz flüssigem Moorboden kann der Dammkörper bis auf den festen Untergrund sinken, bei weniger flüssigem findet eine Zusammenpressung des Moores statt und die Aufschüttung erreicht mit ihrer Sohle diesen Untergrund nicht.

Auf der Eisenbahn von Nantes nach Brest in Frankreich hat man bei den dort vorkommenden Moorstrecken folgende bemerkenswerte Beobachtungen über das Verhalten des Moorbodens und der Dammschüttungen gemacht:[92])

1. In torfigem und weichem Moorboden treten die Senkungen bald ein, die seitlichen Erhebungen verbreiten sich auf grofse Entfernungen, bleiben jedoch niedrig.
2. Im Moor von einiger Festigkeit treten die Bewegungen, je nach der Höhe der Dämme, mehr oder weniger schnell ein; sie können bei geringen Auftraghöhen, 2,5 bis 3 m, selbst ganz unterbleiben.
3. Wenn weicher Torf oder Schlamm mit einer dichten Moorschicht überdeckt ist, so tritt das Sacken der Aufschüttung oft erst nach langer Zeit und dann ein, wenn das Gewicht hinreicht, diese Schicht zu durchbrechen. Der Bruch erfolgt dann plötzlich, die Bewegung des Dammes und die Seitenerhebungen sind am gröfsten. Bei Eisenbahnen, wo dergleichen plötzliche Einbrüche während des Betriebes sehr gefährlich sein würden, darf man sich deshalb dabei nicht beruhigen, dafs die Schüttung eine Zeitlang, ohne zu sinken, sich gehalten hat. Man mufs vielmehr soviel als möglich das Sacken zu befördern suchen und sich durch probeweise Überlastungen versichern, dafs sich die Arbeiten nicht blofs im Zustande des Gleichgewichtes befinden.
4. Im festen Moor oder Torf nimmt der eingesunkene Teil des Dammes im Querschnitt die Form eines umgekehrten Trapezes an und reicht im ganzen bis zu keiner bedeutenden Tiefe hinab.
5. In Moor- und Torfboden von mittlerer Festigkeit sinkt die Schüttung mit lotrechten Wänden unter Beibehaltung der wagerechten Grundfläche bis zu einer bedeutenden Tiefe hinab, ohne indessen immer den festen Boden zu erreichen.
6. In weichem Moor- oder Torfboden sinkt der Damm bis zum festen Untergrunde und nimmt Böschungen an, die um so flacher, je flüssiger der Boden.

In einigen Tälern hat die verwendete Auftragmasse das $2^1/_2$fache eines Dammes auf festem Boden betragen.

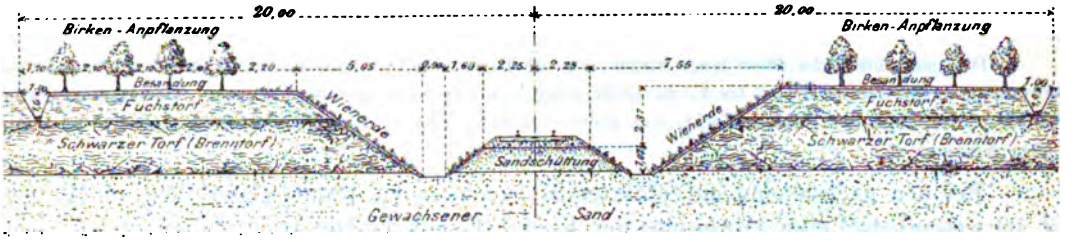
Im allgemeinen ist darauf Bedacht zu nehmen, dem auf Moorboden herzustellenden Damme eine gegen die Belastung und die Erschütterung durch den Betrieb der Eisenbahn möglichst unnachgiebige, tragfähige Grundlage zu geben, entweder durch Zusammenpressen des Moorbodens oder durch Lagerung des Dammes auf den festen Untergrund, ferner auch durch Ersetzung des Dammes durch einen Einschnitt, immer unter tunlicher Entwässerung und sorgfältiger Beobachtung der Wasserverhältnisse.

a) Beseitigung des Moor- und Torfbodens. Hat das Moor nur eine geringe Tiefe und ist der aufzuführende Damm so niedrig, dafs sein Gewicht nicht ausreicht, um den Boden so weit zu verdichten, dafs die Verkehrslasten keine Bewegung mehr hervorbringen können, so bleibt meist nichts anderes als dessen vollständige oder teilweise Entfernung übrig (s. Abb. 59 u. 60). So ist die Bahn Ülzen-Triangel ganz in den Einschnitt auf den gewachsenen Sandboden gelegt worden (vergl. Abb. 59).[93])

[92]) Vergl. Ch. Desnoyers, Ann. des ponts et chaussées 1864, S. 273, auch Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 349 und A. Göring, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 271.

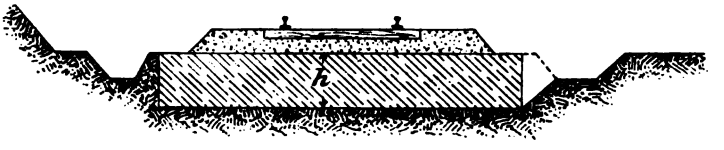
[93]) Vergl. Oberschulte, Das Gifhorner Moor und die Ausführung der Nebenbahn Ülzen-Triangel. Zeitschr. f. Bauw. 1900, S. 79.

Abb. 59. *Torfeinschnitt der Nebenbahn Ülzen-Triangel bis auf den Sandboden.*



Dies geschah hier, um die kostspielige Dammschüttung zu vermeiden und konnte ausgeführt werden, da die erforderliche Vorflut für den Mooreinschnitt vorhanden war und sich für den Aushub eine lohnende Verwendung als Torfmull, Brenntorf, Torfkohle u. s. f. ergab. Das Planum wurde aus einer rd. 1 m starken Sandschüttung hergestellt, die Böschung und die beiderseitigen Feuerschutzstreifen mit an Ort und Stelle gewonnener Wienerde bedeckt. Als Schutz gegen das Flugfeuer der Lokomotiven wurden dann die Feuerschutzstreifen mit Birken bepflanzt, unter denen zum Schutz der Birken bei einem Böschungsbrande an Stelle der Humusschicht eine 10 cm starke Sandschicht diente.

Abb. 60. *Bahnkörper im Torfeinschnitt.*



Gewöhnlich genügt es, bis zu einer gewissen Tiefe die schlechtesten Teile auszuheben und den Rest durch möglichst tiefe, mit trockenem Boden, Sand, Stein, Kies u. s. w. auszufüllende Gräben trocken zu legen. Die Wirksamkeit dieses Mittels hängt davon ab, dafs man dem Wasserabflusse genügendes Gefälle geben kann.

b) Herstellung der Dammschüttungen auf Moor- und Torfboden. Für das Verfahren, welches man bei Herstellung von Aufträgen in solchem Erdreich zur Vermeidung von späteren Dammrutschungen und Sackungen angewendet oder anzuwenden hat, ist das Höhenverhältnis zwischen der Anschüttung und der Mächtigkeit des nachgiebigen Bodens, sowie die Beschaffenheit des letzteren von wesentlichem Einflufs.

α. Herstellung schwimmender Dämme. Niedrige Dämme hat man wohl auf tiefen Mooren gleichsam schwimmend hergestellt, so in Holland unter Benutzung einer Faschinenbettung[94]), in Amerika unter Anwendung einer Art Schwellrost aus quer zur Dammrichtung nebeneinander gelegten Baumstämmen. In England und an anderen Orten hat man, da es bei der geringen Tragfähigkeit des Moores darauf ankommt, in solchen Fällen einen möglichst leichten Damm herzustellen, als Schüttboden trockenen Torf gewählt. Derartige Dämme zeigen aber stets eine grofse Beweglichkeit infolge des nachgiebigen Grundes und der Elastizität der Anschüttung. Sie können für gewöhnliche Fahrwege zweckmäfsig und bei den zu Gebote stehenden Mitteln oft allein ausführbar sein; bei Eisenbahnen indessen, wo das Gewicht der über sie beförderten Lasten erheblich gröfser, wo der erforderliche Grad der Sicherheit ein weit höherer ist und wo die Art der Fördermittel eine möglichst feste Bahn verlangt, sind sie nur in seltenen Fällen zulässig.

---

[94]) Vergl. E. Winkler, Der Eisenbahn-Unterbau. Prag 1877. S. 237.

Auf der Vorpommerschen Bahn haben jedoch niedrige, 0,3 bis 1,25 m hohe Schüttungen aus Torf auf trockenen Torfwiesen gut unter der Lokomotivbelastung gestanden.[95])

Die genannte Bahn führt lange Strecken durch Torf. Der Dammboden wurde aus Seitenentnahmen gewonnen, deren Gruben in 2,5 bis 4,0 m Entfernung vom Damme ausgehoben wurden. Der Damm wurde 0,5 bis 0,8 m hoch mit Sand bedeckt, was unbedingt nötig ist. In Rufsland hat man statt dessen auch Lehm genommen.

Bei den nachstehend aufgeführten Mafsnahmen bei Dammschüttungen in Mooren ist im wesentlichen eine Anweisung der Königl. Eisenbahn-Direktion Bromberg aus dem Jahre 1888 zugrunde gelegt, nach welcher in den Bezirken nördlicher und östlicher preufsischer Eisenbahn-Direktionen mit Erfolg verfahren ist.

β. Wahl der Dammhöhe. Verbreiterung, Art des Schüttbodens. Die Dammhöhe ist zur Verminderung der Erschütterungen beim Befahren und um auch ein genügendes Gewicht zum Zusammendrücken des Moores zu erreichen, wenigstens 1,0 m grofs zu nehmen. Läfst sich diese Höhe bei Festlegung der Steigungslinie der Bahn nicht erreichen, so mufs zu diesem Zwecke das Moor nach Abb. 59 (S. 269) ausgeschachtet werden. Gleichzeitig empfiehlt sich eine Verbreiterung des Planums um 1,0 m.

Die Dammschüttung selbst ist aus gutem, möglichst durchlässigem, im Wasser nicht auflöslichem Boden herzustellen.

Bei Frost dürfen Schüttungen durch Moore nicht vorgenommen werden, da während der Arbeit die Wirkung der Belastung nicht beurteilt werden kann und dann bei plötzlichem Tauwetter auch plötzliche Versenkungen vorkommen können.

Besteht das Moor aus torfiger Erde und ist zwar zusammendrückbar, aber doch tragfähig, dann kann der Damm unter einer der Zusammendrückbarkeit des Moores entsprechenden Verbreiterung ohne weiteres angeschüttet werden, so dafs unter Einhaltung der Böschungsneigung die Dammhöhe beim Sinken ergänzt werden kann. Schüttungen auf dichtem Torfboden halten sich im allgemeinen gut. Die etwa bleibende Elastizität ist besonders bei Wegeanlagen unschädlich.

γ. Absonderung und Dichtung des Dammlagers. Torfauskofferungen. Besteht das Moor aber ganz oder teilweise aus nicht tragfähigen halbflüssigen Schichten mit einer festeren Decke, so wird man zur Schüttung möglichst Sand nehmen und Bodenarten vermeiden, die sich leicht in Wasser auflösen. Man trennt die zu beschüttende festere Oberfläche von seiner Umgebung und hebt damit den Zusammenhang der belasteten von der unbelasteten Oberfläche auf. Hierdurch erhält die Schüttung in dem mit versinkenden Teil der festeren Oberfläche eine rostartige Unterlage, welche einem gleichmäfsigen Sinken und einem Zusammenhalten des Dammes förderlich ist. Die flüssigeren tieferen Moorschichten werden dann seitwärts verdrängt, ohne dafs die Torfdecke zerreifst. Im letzteren Falle findet aber fast immer eine Vermischung des guten Dammbodens mit den schlammigen Moormassen statt und der Boden neben dem Damm erhebt sich in unregelmäfsigen zerrissenen und verworfenen Hügeln — den sogenannten Moorauftreibungen (vergl. Abb. 66).

Um nun die Dammunterlage von deren Umgebung loszulösen und gleichzeitig den Untergrund zusammenzupressen, stellt man bei an der Oberfläche trockenen Mooren unter dem Planum oder auch an den inneren Seiten der Dammfüfse, also unter den Böschungen, in der Regel 2,0 m tiefe und 1,0 m breite Gräben her (vergl. Abb. 61 u. 62), in denen die angegebenen Mafse, insbesondere die der Schüttung, als kleinste anzusehen sind.

Es handelt sich darum, die Gräben schnell auszuheben, da das Wasser im Torf nur langsam zuzufliefsen pflegt und dann nur wenig Wasserhaltung erforderlich wird. Man benutzt für den Aushub auch besondere Maschinen. Die Torfgräben werden mit Sand — fetter Boden ist weniger zu empfehlen — ausgestampft.

Sodann wird die Schüttung zwischen den Gräben in dünnen gleichmäfsigen Lagen von etwa 0,5 m Stärke vorgetrieben, eine Arbeit, die am besten im Tagelohn auszuführen ist. Hierbei ist zu vermeiden, die äufseren Böschungsränder zunächst zu schütten. Bei einem derartigen Vorgehen haben sich, z. B. bei der Schüttung eines Dammes der Niederschlesisch-Märkischen Bahn durch ein 11,0 m tiefes Moor, Längsspalten in der Decke und in der Schüttung gebildet und der eingeschlossene Moorboden ist an der Dammoberfläche herausgetreten.

---

[95]) Vergl. Henz-Streckert a. a. O. S. 152.

Beträgt die Moortiefe weniger als 2 m, so wird es genügen, nachdem die zur Bekleidung der Böschungen erforderliche Moorerde abgehoben und entsprechend weit abgelagert ist, den Damm in entsprechender Sohlenbreite von der Mitte aus nach beiden Seiten vorzutreiben, so dafs der unter der Böschung liegende Teil zuletzt geschüttet wird. Mit Zunahme der Moortiefe soll die Sohlenbreite des Dammes noch vergröfsert werden, damit die Versackungen und Verdrückungen möglichst gleichmäfsig erfolgen.

Bei solchen Mooren, die noch eine etwas weichere Decke besitzen und bei Mooren unter Wasser in erreichbarer Tiefe kann man sich darauf beschränken, mittels langer Spaten, die immer etwas festere Moordecke (nach Abb. 63) unter der Schüttung abzutrennen.

Man geht dann mit der Schüttung ohne weiteres vor, worauf der Damm (nach Abb. 64) sicher und schliefslich unter Umständen erst auf dem festen Untergrund zur Ruhe kommt.

Den unter Wasser oder in schwimmendem Moor liegenden Schüttungen ist es zulässig, steilere Böschungen über dem Boden zu geben.

Durch Sondierungen kann man jederzeit das Verhalten des Mittel- und Seitenkörpers, sowie das Zusammendrücken des Moores selbst feststellen, um danach die erforderliche Belastung und Böschungsneigung bestimmen zu können.

Bei sehr bedeutenden Moortiefen sind ganz besondere Erwägungen über die Gröfse der Dammsohlenbreite und etwaige neben den Längsgräben noch anzulegende Quergräben erforderlich. Solche Quergräben kommen besonders in der Nähe von Bauwerken in Anwendung, bei deren Umschüttung besondere Vorsicht anzuwenden ist (s. Kap. I, § 30, S. 178).

c) Torfschutzstreifen werden zum Schutze der Bahndämme dort angenommen, wo eine Torfgewinnung bereits stattfindet oder in Zukunft zu erwarten ist.

Abb. 61. *Damm mit Torfauskofferungen.*
(Dammhöhe mehr als 1,0 m.)

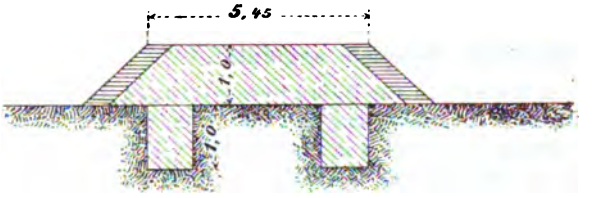


Abb. 62. *Damm mit Torfauskofferungen.*
(Dammhöhe weniger als 1,0 m.)

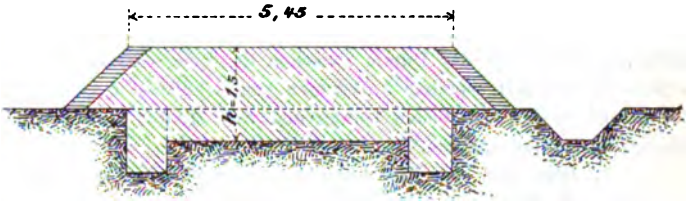


Abb. 63. *Abtrennen des Dammlagers mit weicher Moordecke.*

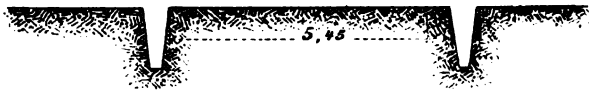


Abb. 64. *Einsinken eines Dammes im weichen Moor.*

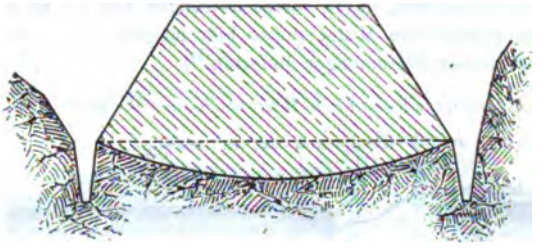
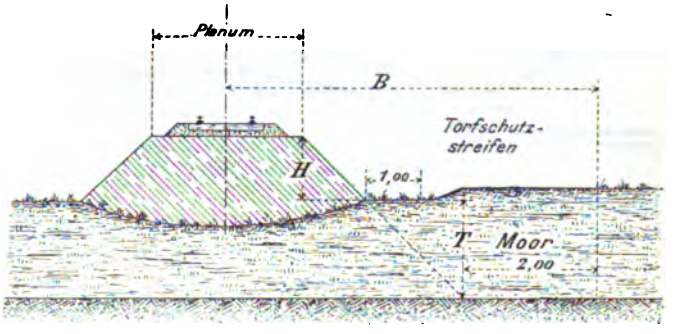


Abb. 65. *Torfschutzstreifen.*



Die Grenze des Torfschutzstreifens von der Bahnachse aus gerechnet ergibt sich nach Abb. 65 zu

$$B = \frac{1}{2} P + 1{,}5\,(H + T) + 2{,}0,$$

wenn P die Planumsbreite, H die Dammhöhe und T die Moortiefe bedeuten.[96])

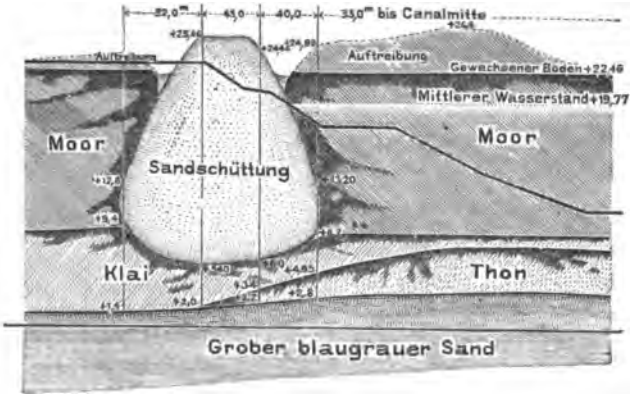
Es ist schon im Kap. I (§ 30, S. 178) auf die Wichtigkeit von Vorsichtsmafsregeln hingewiesen worden, die bei Überschüttung von Bauwerken unter hohen Dämmen bei nachgiebigem Untergrund zu treffen sind. Nachstehend sind unter No. 5 und 6 zwei lehrreiche Beispiele angeführt.

d) Beispiele für Dammherstellungen auf Moorboden. 1. Beim Bau der Bremen-Geeste-Bahn sind bei Überschreitung des bis 13 m tiefen „Viehmoores", eines Schlamm-Moores mit oberer festerer Decke von 3 bis 4 m Mächtigkeit, vor Beginn der Schüttung quer zur Bahnrichtung in Abständen von 20 bis 50 m, innerhalb des durch die äufseren Böschungskanten der Seitengräben begrenzten Baufeldes 1,17 m breite Einschnitte mit lotrechten Wänden bis auf das weiche Schlamm-Moor ausgehoben und mit wasserdurchlässigem Boden wieder zugefüllt worden. Nach Fertigstellung je zweier solcher Quereinschnitte wurden auch die Bahngräben zwischen ihnen vollendet und aufserdem Längenschnitte in 5,4 m Abstand von der Bahnachse in einer Breite von 0,58 m 1,17 m tief ausgehoben, dieselben aber noch um weitere 0,6 bis 0,9 m mit einem eigens dazu hergestellten Moormesser vertieft. Anfangs senkte sich der Damm zwischen den Längseinschnitten wenig, sich in der Mitte nach unten eindrückend. Bei fortgesetztem Aufbringen von Schüttboden ist der Damm immer weiter stellenweise rund 9,0 m tief bis auf den festen Untergrund des Moores hinabgesunken, während der Boden sich in den Bahngrabensohlen spaltete.[97])

2. Beim Bau der Eisenbahn zwischen München und Augsburg ist in einem von der Bahnlinie getroffenen Torfmoore in der Weise vorgegangen, dafs nach vorheriger Entwässerung desselben 1,2 m tiefe Gruben von quadratischer Grundrifsform oben 0,88 m, unten 0,58 m weit, in schachbrettartiger Anordnung mit 0,88 m grofsen Zwischenweiten ausgehoben und dann mit fettem, für Wasser undurchdringlichem Boden wieder ausgefüllt wurden. Durch die Keilwirkung dieser nach unten sich verjüngenden Erdkörper sollte bei ihrem Sinken ein seitlicher Druck auf die zwischenliegenden Moorteile ausgeübt und dadurch eine genügende Tragfähigkeit des Moores erreicht werden. Der Erfolg soll befriedigend gewesen sein.

3. Auf der österreichischen Südbahn in dem berüchtigten Laibacher Moore hat man der Herstellung der Dämme eine ausgedehnte Entwässerung des Moores durch ein Netz von Abzugsgräben und Kanälen vorangehen lassen und später den Raum für den künftigen Damm, um das fernere Ausweichen des Bodens zu verhindern, durch Steinschüttungen von 5,6 m Höhe und 4,7 m Breite eingeschlossen. Dieses nur selten ausführbare Mittel wurde hier möglich, weil inselartige Erhebungen in der Laibacher Ebene die erforderlichen Steinmengen lieferten.[98])

Abb. 66. *Moorauftreibung beim Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals.*



4. Beim Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals sind ausgedehnte Moore von meist breiartiger Beschaffenheit, mit zum Teil festerer Oberfläche durchbaut worden. Das Moor zeigte eine Tiefe bis zu etwa 13 m über dem darunter liegenden weichen Klaiboden. Hier hat man zu beiden Seiten des für den Kanal bestimmten Feldes Sanddämme geschüttet und dieselben bis auf den festen Untergrund allmählich sinken lassen; ihre Breite in der Höhe der Mooroberfläche war je 15 m und der Abstand voneinander so grofs, dafs zwischen ihnen das Kanalbett gut eingeschnitten werden konnte (vergl. Abb. 66).[99]) Nicht immer erhielt der Sand-

[96]) Nach der vorstehend unter b. angeführten Bromberger Anweisung.

[97]) Vergl. Schmidt, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1864, S. 224.

[98]) Vergl. F. Plefsner, Reisenotizen von der K. K. österr. Südbahn. — Zeitschr. f. Bauw. 1853, S. 549 und Winkler, Der Eisenbahn-Unterbau. 3. Aufl. S. 238.

[99]) Vergl. Baensch im Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 193 ff.

damm eine so günstige Lagerung auf ziemlich wagerechter Unterlage und nahm er dann eine einseitig ausgebildete Form je nach der Neigung des festen Untergrundes an.

Bei einer weichen Beschaffenheit des Moores mit festerer Oberfläche wurde die obere Moornarbe auf 0,5 m abgehoben. Der Querschnitt gestaltete sich birnförmig.

Im schwimmenden Moor kam die vorherige Moorabgrabung in Wegfall. Die aufgeschüttete Sandmasse preſste zunächst den oberen Moorboden zusammen, so daſs sich seitwärts Längsvertiefungen bildeten, in denen das Wasser stand. Später bildeten sich Auftreibungen, die mit dem Eintrocknen sich wieder senkten. Der Querschnitt des Sanddammes war der eines gewöhnlichen Eisenbahndammes, der mit seinem breiten Fuſs bis auf die festen Klai- oder Sandschichten reichte und nur etwas steilere Böschungen aufwies (vergl. auch § 11 unter 14., S. 287).

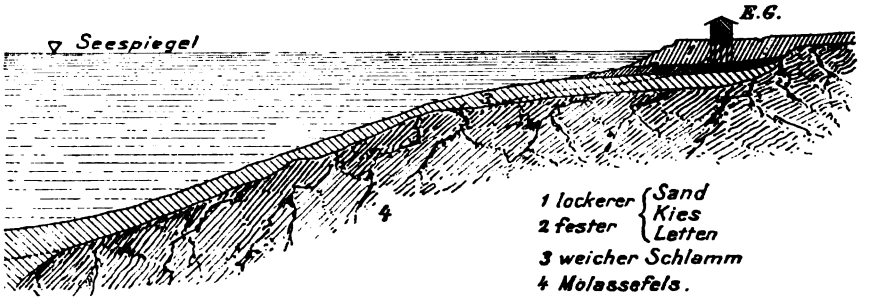
5. Beim Bau der belgischen Eisenbahn muſste in der Nähe von Mecheln ein 25 m hoher Damm durch ein Tal geschüttet werden. Für den Bachlauf war ein kleiner gewölbter Durchlaſs auf Pfahlrost erbaut worden. Die Schüttung wurde nun ohne weiteres durchgeführt. Darauf senkte sich der Damm auf beiden Seiten des festliegenden Durchlasses tief in den nachgiebigen Untergrund. Es bildeten sich rechts und links des Durchlasses Querrisse im Damm; der zwischen ihnen über dem Durchlasse liegende Erdkörper, welcher den Zusammenhang mit dem Damm verloren hatte, zerdrückte den auch von beiden Seiten angegriffenen Durchlaſs. Hierdurch ging die Vorflut verloren und der Damm wurde durch den entstandenen Stau zerstört.

6. Beim Bau der Niederschlesisch-Märkischen Bahn durch ein Moor sind die im schwimmenden Moor 7,5 m frei stehenden Rostpfähle eines Durchlasses durch die auf dem festen Untergrund fortschreitende Schüttung so verdrückt worden, daſs der Durchlaſs verloren ging. Man wird deshalb in solchen Fällen entweder die Schüttung erst durchführen und dann erst den Pfahl für das Bauwerk einrammen oder den Rost durch eine unabhängige Pfahlwand schützen. Am besten bleibt man mit dem Dammfuſs 12 bis 15 m vom Durchlaſs ab, überbrückt denselben mit einem Holzgerüst, schüttet erst jenseits des Bauwerkes etwa 20 m Dammlänge an und überkarrt dann erst das Bauwerk.[100])

2. Rutschungen bei Aufträgen auf Seeschlamm. Gegenüber dem Moorboden fällt hier die festere Decke in der Regel fort. Man wird auch hier die Schüttung möglichst gleichmäſsig über die Grundfläche zu verteilen haben und nach aufsen hin gröbere, schwerere Steine bringen. Ein seitliches Ausweichen und ein Vermengen des Schüttbodens mit dem Schlamm läſst sich durch Pfahlreihen einschränken.

Am gefährlichsten ist es, wenn der Schlamm auf geneigtem Untergrund des Seeufers abgelagert ist. Hier können neben den Senkungen auch Rutschungen auftreten. Bekannt ist die Rutschung der linksuferigen Zürichsee-Bahn bei Horgen im Jahre 1875.[101])

Abb. 67. *Rutschung am Züricher See-Ufer bei Horgen 1875.*



Die Bahnstrecke, von der Schweizer Nordostbahn erbaut, legt sich bei Horgen an das Seeufer. Die Station für Horgen wie für Wädensweil-Richtersweil sollte in Nähe des Sees angelegt werden, hierdurch war die Linie in engen Grenzen festgelegt. Die Uferbefestigung wurde Ende 1874 als Steinwurf und Trockenmauer, wie die benachbarten Häuser, auf dem flachen, in den oberen Schichten etwas

[100]) Vergl. Henz-Streckert a. a. O. S. 135.

[101]) Vergl. Bericht und Experten-Gutachten über die 1875 in Horgen vorgekommenen Rutschungen von Heim, Culmann, Hellwag, Gränicher und Lang. Zürich 1876. — Deutsche Bauz. 1875, S. 411.

schlammigen Ufer hergestellt. Dann erfolgte die Auffüllung auf etwa 500 m Länge mit rund 20000 cbm Boden. Im Februar 1875 stürzten 135 m der Mauer mit der Anschüttung ein, der Seeboden senkte sich an dieser Stelle um 6 m. Man vermutete, dafs eine Verdrängung weicherer Schichten stattgefunden habe. Da die Nachschüttungen sich nur bis zu einer gewissen Uferlinie hielten, mufste der geplante Bahnhof weiter landeinwärts verschoben werden. Am 11. September 1875 konnte die Betriebseröffnung stattfinden. Nach einem starken Regenwetter zeigten sich bald darauf in der Anschüttung und am Empfangsgebäude Risse und kurz danach verschwand in wenigen Sekunden die Seemauer auf eine Länge von 85 m mit einem Teil der Anschüttung mit 3 Gleisen in einer gröfsten Breite von 23 m unter Wasser. Die Einstürze wiederholten sich während 2 Tagen und dehnten sich auf eine Länge von 208 m und eine Breite von 48 m aus.

Die auf Pfahlrost gegründeten Gebäude blieben stehen und wurden dann abgetragen. Ende November haben die an eingerammten Pfählen beobachteten Bodenbewegungen fast ganz aufgehört.

Die Untersuchung zeigte, dafs der den Untergrund bildende, auf dem Molassefels (Sandstein und Mergelbänke mit schwachen Kalkstein- und Kohlenlagern) auflagernde Seeschlamm (vergl. Abb. 67), welcher sich unter dem festen Boden unterhalb des Empfangsgebäudes erstreckte, durch die Last der Aufschüttung verdrängt worden war. Die Abrutschung erfolgte nach der in Abb. 67 einpunktierten Linie, welche vom Empfangsgebäude ausgehend in der Nähe von Ziffer 3 in den Umrifs des entblöfsten Molassefelsens übergeht. Links unten wird die künstliche Begrenzung des liegengebliebenen Schlammbodens wieder sichtbar.

Der Schlamm rutschte unten ab und flofs oben aus, der darüber liegende Boden sank nach — so stellen die Sachverständigen den unmittelbaren Gang des Ereignisses dar. Hiernach gab die Mehrbelastung des Abhanges durch die Bahnbauten blofs den Anstofs, die Schlammasse zum Ab- und Ausfliefsen zu bringen, während die latente Ursache in der übergrofsen Anhäufung und labilen Gleichgewichtslage der Schlammasse in bedeutender Tiefe und Entfernung vom Ufer lag, der anstehende Felsen aber unbewegt blieb.

§ 11. Beispiele von Dammrutschungen.

1. Dammrutschungen auf der Teilstrecke Treysa-Malsfeld (Nordhausen-Wetzlar) im Zuge der Berlin-Coblenzer Eisenbahn.[102])

a) Dammrutschung an der Rhune-Brücke (Taf. VII, Abb. 11 bis 13). Die Bahn überschreitet das Tal des Rhune-Flusses neben dem Dorfe Sondheim mit einem an der höchsten Stelle etwa 8,5 m hohen Damme, den Flufs selbst mit einem 7 m im Lichten weiten Bauwerke.

Während der Bauzeit und auch im Anfange des Betriebes (1879) war in diesem Damme nicht die geringste Spur einer Bewegung bemerkt, bis plötzlich am 15. März 1881 ohne jedes vorangegangene Anzeichen eine bedeutendere Abrutschung in der Nähe der Rhune-Brücke erfolgte, welche sich auf eine Länge von etwa 25 m ausdehnte und im Planum der Dammkrone an der ungünstigsten Stelle eine Breite von 3,5 m zeigte. Die Ursache dieser Rutschung ist auf die durch bedeutende Niederschläge erfolgte Erweichung der unteren Auftragsmassen in dem alten Rhune-Bett zurückzuführen.

Um der Wiederholung gleicher Rutschungen vorzubeugen, ist der aufgeweichte Schüttboden aus dem alten Rhune-Bett beseitigt und durch Steinpackungen nach der in den Abb. 12 u. 13, Taf. VII dargestellten Anordnung ersetzt worden.

Da auch in dem an die Rutschung anschliefsenden Dammteile verschiedene Risse sich gezeigt hatten, die eine weitere Rutschung befürchten liefsen, so wurden hier gleich die erforderlichen Sicherheitsvorkehrungen in der Weise getroffen, dafs an der längeren Böschung des Dammes 20 Stück 1 m breite und an der anderen Seite 6 Stück 1,5 m breite Steinsickerungen eingelegt wurden (vergl. Abb. 11, Taf. VII).

Die Mafsregeln haben den erhofften Erfolg gehabt.

b) Rutschung des Leimsfelder Dammes (Taf. VII, Abb. 1 bis 4). Das Gelände, über welches dieser bis 13 m hohe Damm führt, besteht teilweise aus Bruchwiesen, dem Boden eines vor etwa 50 Jahren abgelassenen Sees.

Der Schüttboden, welcher anfangs dem Leimsfelder Einschnitte (vergl. § 7 unter a) entnommen wurde, bestand aus tonigem Lehm und Sand; später wurde er aus einer Seitenentnahme gewonnen, welche sandigen Lehmboden lieferte.

---

[102]) Vergl. J. Lehwald, Zeitschr. f. Bauw. 1885, S. 226.

Nachdem bereits Ende 1876 infolge heftiger Niederschläge in dem ersten Teile der Schüttung sich Rutschungen gezeigt hatten, nahmen dieselben bei der weiteren Ausführung des Dammes immer mehr zu und da hier ein ähnliches Aufweichen des Lehmbodens in der Dammsohle wie bei anderen benachbarten Dämmen eingetreten, so wurde zu der mehrfach erprobten Maßregel, der Ausführung zahlreicher Schlitze mit Steinpackung, geschritten, (s. Abb. 1 u. 2, Taf. VII). Diese Schlitze sind je nach Erfordernis an den wasserreichsten Stellen in Entfernungen von 15 bis 25 m in der Richtung der Rutschung angelegt und haben, dem Umfange der Ausweichung entsprechend, Längen von 10 bis 65 m erhalten, um bis in den wasserdurchlässigen Teil des Dammes geführt zu werden. Bei einer Sohlenbreite derselben von 2,5 m am Fuße der Rutschung und einem Eingreifen in den Erdboden von 0,5 m erweitern sie sich nach dem Dammkörper zu bis auf 4 m, während die Auspackung mit Steinen am Fuße der Rutschung in einer Höhe von 0,5 m erfolgt ist und bis zum Kern des Dammes allmählich die Höhe von 3 m annimmt. Über der Steinpackung befindet sich noch eine durchlässige Bodenart, so daß ein ungehinderter Abfluß der im Damme angesammelten Tagewasser ermöglicht wurde. Diese Schlitze arbeiteten zwar gut, vermochten aber doch nicht den Damm an allen Stellen zu halten, indem nach dessen Vollendung eine wesentliche Veränderung des Untergrundes eintrat. Letzterer gab im Frühjahr 1878 unter der Last des Dammes nach, indem er entweder unter die Grasnarbe am Fuße der Rutschung gepreßt wurde, wodurch eine Hebung des angrenzenden Erdreiches auf größere Entfernung eintrat, oder ein wellenartiges Emporheben der Grasnarbe erfolgte (s. Abb. 3, Taf. VII), so daß stellenweise der Untergrund bis auf eine Höhe von 5 m über die Oberfläche emporgepreßt schien.

Nachdem der Damm hier festen Boden erreicht hatte, nachdem ferner schon vorher unterhalb der Bahn am Fuße der Rutschung ein sehr tiefer Längsgraben angelegt, und nachdem schließlich auch zur Befestigung des Dammes umfangreiche Akazienpflanzungen auf der ganzen Fläche der Böschungen hergestellt waren, sind größere und gefährliche Bewegungen an den Böschungen nicht mehr bemerkt worden. Wohl aber traten nachher noch mehrfach Gleissenkungen ein. Zur Beseitigung dieses Mißstandes sind deshalb auf dem besonders beweglichen Dammteile quer durch den oberen Teil hindurch noch 1 m starke Steinpackungen in etwa 5 m Entfernung voneinander angelegt, welche bis auf die Unterkante der nach und nach eingedrungenen Packlage, bis auf 5 m, hinabgeführt sind und mit starkem Gefälle nach außen entwässern.

Durch die beschriebenen Dammrutschungen wurden auch zwei Durchlässe von 1,25 und 2 m Weite in Mitleidenschaft gezogen. Der eine derselben erfuhr bedeutende Formveränderungen, ungleiche Versackungen und zerriß schließlich in mehrere Teile, so daß von einer Wiederherstellung abgesehen und eine Umleitung des betreffenden Wasserlaufes vorgenommen werden mußte. Bei dem anderen Durchlaß wurde eine Auswechselung der beschädigten Teile unter Anwendung kräftiger Stollenzimmerung bewirkt. Die dabei angestellte Untersuchung zeigte, daß der Durchlaß nicht nur senkrecht zerdrückt war, sondern daß auch trotz der starken Längsverankerung eine bedeutende Längsverschiebung nach beiden Häuptern, also eine Zerreißung des Durchlasses stattgefunden hatte. Der wieder in Stand gesetzte Durchlaß zeigte in dem mittleren Teile von neuem senkrechte Risse und wurde erst vollständig widerstandsfähig, nachdem 14 schmiedeiserne Rahmen, nach Art der bekannten Tunnelrahmen, in 1,5 m Entfernung eingezogen und in der Längsrichtung durch drei Stück angenietete T-Eisen miteinander verbunden waren (vergl. Abb. 4, Taf. VII). Auf der Sohle des Durchlasses ist der Zwischenraum zwischen den einzelnen Rahmen mit Beton ausgefüllt.

2. Dammrutschungen an der Bebra-Hanauer Eisenbahn.

a) Dammrutschung im Hainbachtal[103]) (Taf. VII, Abb. 14 u. 15). Hinsichtlich der geologischen Verhältnisse des Bahngeländes wird auf die Vorbemerkungen zu den Einschnittrutschungen der Bebra-Hanauer Bahn verwiesen (§ 7 unter No. 3). An dem hier in Rede stehenden, mit Rotschiefermassen geschütteten Damme zeigten sich nach seiner Vollendung infolge des im Frühjahre 1867 anhaltenden Regenwetters Risse in der Bahnkrone, Ausbauchungen an der talseitigen Böschung, und es entstanden dann Abrutschungen, wie in Abb. 14, Taf. VII dargestellt. Die Ursache der Bewegungen wurde in der Durchweichung der Rotschiefermassen gesucht. Man beseitigte deshalb die durchweichten Massen, stellte am Fuße des Dammes eine Stützmauer her, verstärkte hinter und über derselben den Damm durch ein 9,5 m breites Bankett und schüttete, nachdem noch eine bei Ausführung der Stützmauer, etwa 2 m unter der Bodenoberfläche, bloßgelegte Rutschfläche durch kleine

[103]) Vergl. Bolte, Die Rutschungen an der Bebra-Hanauer Eisenbahn. Zeitschr. f. Bauw. 1871, S. 69 ff. — Deutsche Bauz. 1871, S. 88, 397.

mit Steinen ausgepackte Gräben durchschnitten und vollständig entwässert war, den Damm in seiner ganzen Höhe wieder an.

Nachdem bis zum Herbst desselben Jahres der Damm in völliger Ruhe verblieben war, traten dann nach starken Regenfällen von neuem Bewegungen ein und es rutschte der gewachsene Boden mit einem grofsen Teil des Dammes, etwa 27000 cbm, bis zu 4 m unter der Bodenoberfläche ab, dabei wurde ein unter dem Damme befindlicher, 1,57 m weiter Durchlafs dergestalt verschoben und verdrückt, dafs der Wasserlauf durch denselben nahezu gesperrt war. Um letzteren wieder herzustellen, wurde mit Aufbietung aller Kräfte durch die abgerutschten Massen teils ein offener Graben, teils ein Stollen bis vor dem verdrückten Durchlafs hergestellt und so der Wasserlauf wieder freigelegt.

Die weiteren Untersuchungen des Geländes ergaben, dafs in einer Tiefe von 3 bis 4 m eine zweite, bei Herstellung obenerwähnter Stützmauer nicht aufgefundene Rutschfläche, unter welcher fester Rotschiefer anstand, vorhanden, aufserdem aber durch die Dammschüttung die über dem Rotschiefer liegende weichere Ton- und Lehmmasse stark zusammengedrückt und demzufolge der Quellenlauf unterbrochen war, so dafs sich das Wasser nach und nach gehoben, die oberen Bodenschichten, sowie den Dammfufs erweicht und das Abrutschen des Geländes mit der Schüttung wesentlich begünstigt hatte.

Da es nun vor allem darauf ankam, der neu herzustellenden Schüttung einen sicheren Fufs zu verschaffen, das Gelände widerstandsfähig und das Wasser der verdrückten Quellenläufe unschädlich zu machen, so wurden, nachdem ein geringer Teil der abgerutschten Massen beseitigt war, in einer Tiefe von 3 bis 5,6 m, bezw. bis durchschnittlich 0,6 m in den festen Rotschiefer, die Längsgräben *A A A* (Abb. 15, Taf. VII) hergestellt und in Entfernungen von je 16 m durch ebenso tiefe Quergräben verbunden. Sämtliche Gräben sind durchschnittlich 1,9 m breit, bis etwa 0,6 m über der Rutschfläche ausgepackt und sorgfältig mit Reisig und Rasen abgedeckt.

Durch diese Grabenanlage war der beabsichtigte Zweck, das rutschende Gelände zu entwässern und zu trennen, sowie das zu beschüttende Erdreich widerstandsfähig zu machen, vollkommen erreicht. Es wurde nun der Durchlafs wieder hergestellt, und die neue Anschüttung, verstärkt durch die aus Abb. 15 ersichtlichen Bermen, zu welchen die abgerutschten Massen, nachdem sie ausgetrocknet, mit verwendet wurden, ohne jede weitere Störung vollendet.

Ähnliche Abrutschungen sind mehrfach, wenn auch in geringerem Umfange, vorgekommen und durch Anlage eines Netzes von Gräben behufs Trennung und Entwässerung des in Bewegung geratenen Erdreiches, sowie durch Herstellung eines ausreichenden Gegengewichtes durch Bermen bewältigt.

Stützmauern sind dabei nicht weiter zur Ausführung gebracht, teils weil die Beschaffenheit des zu beschüttenden Feldes zu unzuverlässig war, teils weil dieselben in den meisten Fällen nicht nur eine sehr tiefe Gründung, sondern auch, um plötzlich in gröfserer Ausdehnung abrutschenden Massen genügenden Widerstand leisten zu können, eine sehr grofse Stärke erfordert haben würden, weil überhaupt aber zur richtigen Bemessung der denselben zu gebenden Stärke jeder Anhalt fehlte.

b) Dammrutschung am Bahnhofe Schlüchtern (Taf. VII, Abb. 16 u. 17). Am südlichen Ende des Bahnhofes findet sich eine scharf eingeschnittene Mulde, bei deren Überschüttung sich die ersten Spuren einer Bewegung in dem gewachsenen, mit kräftigen Buchen bestandenen Gelände unterhalb der Bahn zeigten. Bei Weiterführung der Schüttung und der dadurch veranlafsten gröfseren Belastung des Bodens nahm die Bewegung in sehr kurzer Zeit derartig zu, dafs sich derselbe bis etwa 95 m unterhalb der Bahnachse von dem oberhalb gelegenen Gelände vollständig ablöste, bezw. wellenförmig aufrollte und ein gänzliches Abrutschen der Dammschüttung veranlafste.

Die erst zur Sicherung des Dammes beabsichtigte Mafsregel, das abgerutschte Erdreich in einer Entfernung von etwa 10 m vom Fufse des Dammes bis auf tragfähige Schichten auszuheben und sodann die neue Dammschüttung durch eine kräftige Futtermauer zu stützen, mufste wegen zu tiefer Lage des sicheren Bodens aufgegeben werden. Die in dem rutschenden Boden, sowie oberhalb der Bahn angestellten Schürfversuche ergaben nämlich, dafs unter der Oberfläche zunächst leichte, poröse, mit Ton und Sand gemengte Basalterde liegt, deren Mächtigkeit von 0,6 bis 12 m wechselt.

Unter der Basalterde findet sich in der Regel fetter, weicher Ton von verschiedener Färbung in einer Mächtigkeit von 0,6 bis 2 m mit mehreren wasserführenden sandigen Tonschichten, sowie auch unregelmäfsig verteilten Nestern feinen Sandes und verwitterter Pflanzen, darunter ein fetter, trockener blauer Ton. Die Bodenarten wechseln infolge früherer Verwerfungen und älterer Rutschungen in buntester Folge auf sehr kurze Entfernungen und in sehr verschiedener Mächtigkeit.

Da es jedoch keinem Zweifel unterlag, dafs die Quell- und Tagewasser die porige Basalterde durchdrangen und die obere Lage fetten Tones erweichten, so wurden zunächst in dem Gelände unter-

halb der Schüttung 3 bis 5 m tiefe Gräben bis mindestens 0,6 m unter den erkennbaren Rutschflächen hergestellt und bis 1,25 m über letzteren mit Steinen ausgepackt, um dadurch den Boden zu entwässern, in seinen oberen Lagen widerstandsfähiger gegen den Druck der Dammschüttung zu machen und die in Bewegung befindlichen Massen zu trennen.

Es wurden ferner Stollen an denjenigen Stellen getrieben und mit Steinen ausgepackt, an welchen sich die stärksten Wasseransammlungen zeigten.

Obwohl durch diese Gräben und Stollen bedeutende Wassermassen gelöst wurden, entstanden mit dem Fortgang der Schüttung neue Bewegungen, und man beschlofs nun, um das sehr wenig widerstandsfähige Gelände möglichst zu entlasten, an der am meisten gefährdeten Stelle den Bahndamm um etwa 28 m nach der Bergseite hin zu verschieben, wodurch seine Höhe auf die Hälfte der früheren eingeschränkt wurde. Vor Beginn der neuen Anschüttung wurden, um für den Fufs derselben einen sicheren Stützpunkt zu gewinnen und das zuströmende Wasser unschädlich abzuführen, die Stollen *D D* ausgeführt (Abb. 16, Taf. VII).

Diese Anordnungen hatten sich anscheinend bewährt, da die neue Schüttung ohne Störung im Sommer 1868 vollendet, auch bis Dezember mit Arbeitszügen befahren war. Da entstand nach heftigen Regenfällen im Dezember 1868, welche der vorerwähnten Mulde beträchtliche Wassermengen zuführten, am Tage nach der Betriebseröffnung ein allmähliches Sinken und seitliches Verschieben des Gleises, welches bis Ende Dezember dermafsen zunahm, dafs das Gelände unterhalb der Bahn bis auf etwa 190 m wieder vollständig verschoben und auf eine Tiefe von 3 m in eine breiartige Masse verwandelt wurde.

Gleichzeitig brach das bis dahin noch feststehende Gelände oberhalb der Bahn in senkrechten Rissen *d d d* (Abb. 16) ab, der Damm senkte sich nach der Bergseite und drängte die vor ihm liegenden Massen zur Seite und in die Höhe, so dafs der Betrieb am 1. Januar 1869, als der Damm etwa um 2 m gesunken und ebensoviel verschoben war, eingestellt werden mufste. Sämtliche Wasserläufe waren durch die mächtigen Verschiebungen und Abbrüche des Geländes vollständig gestört und bei dem fortwährend strömenden Regen hatten sich oberhalb des Dammes, zwischen diesem und dem auf 11 m Tiefe abgerissenen Gelände, Seen gebildet, welche sowohl die geschütteten als auch die abgebrochenen Massen zu Schlamm auflösten.

Da die eingetretene Betriebsstörung so schleunig als möglich beseitigt werden mufste, so wurde beschlossen, die neue Schüttung ganz aus Steinen herzustellen, um durch die damit zu erreichende gröfsere Belastung die durchweichten Bodenmassen zu verdrängen und die Steine bis auf den festen Untergrund einsinken zu lassen.

Nach Vollendung des Steindammes wurde das Wasser oberhalb desselben ausgepumpt, und um das von der Bergseite zuströmende Wasser aufzufangen, sowie um die Rutschflächen oberhalb der neuen Anschüttung zu durchschneiden und den Bahnkörper abzusondern, wurde ein Stollen um den abgerutschten Boden herum im festen Erdreich hergestellt. Von diesem Stollen aus sind demnächst Querschläge bis in den Steindamm getrieben und etwa von seiner Mitte aus zur schnelleren Abführung des Wassers noch ein besonderer Stollen, dessen Sohle 3 m tiefer als die des vorerwähnten liegt, aufgefahren.

Da ferner durch die im Dezember 1868 stattgefundenen bedeutenden Abrutschungen die Stollen *D D* u. a. in dem Gelände unterhalb der Bahn mit abgebrochen und an den Bruchstellen starke Wasseransammlungen gebildet waren, welche die neue Schüttung gefährdeten, so wurde hier nachträglich zur Lösung des Wassers eine neue Stollenanlage ausgeführt.

Um das Überfliefsen der gerutschten Massen über die angrenzenden Wiesen, bezw. das Verschlammen der letzteren durch die bei starkem Regen abgeschwemmten Tonteile zu verhüten, ist der Fufs der abgerutschten Massen mit einem Damm umschlossen und ihre Oberfläche soweit eingeebnet, dafs Wasseransammlungen auf derselben nicht mehr stattfinden konnten, sodann ist dieselbe teils besamt, teils mit Weiden und Akazien bepflanzt.

In der Nähe der beschriebenen Rutschung sind Abtragsmassen abgelagert, die ebenfalls eine erhebliche Bewegung des Erdreiches veranlafst haben, wobei der Boden in einer Länge von etwa 380 m und einer Breite von 125 m verschoben, bezw. auf 3 bis 5 m Tiefe aufgerollt wurde und die gesamte Ablagerung, etwa 67 000 cbm, nachrutschte. Die abgerutschten Ablagerungsmassen sind hier durch Gegendämme, welche auf dem quer bis unter die Rutschfläche freigelegten Gelände angeschüttet wurden, eingeschlossen, vielfach durch Steinpackungen getrennt und entwässert, zur Erzielung eines raschen Wasserabflusses auf der Oberfläche ausgeglichen und demnächst ebenfalls besamt und bepflanzt.

3. Dammrutschung bei Ronheide auf der Bahn von Aachen nach Lüttich.[104]) Die Dammrutschung im Aachener Walde zwischen Ronheide und Astenet ist besonders bemerkenswert, weil sie einen schon etwa 40 Jahre bestandenen Damm betroffen hat, der übrigens seit längerer Zeit für nicht unverdächtig gehalten wurde, da die talseitige Böschung sich auszubauchen schien und zur Behauptung der richtigen Lage des Gestänges, bezw. zum Wiederausstopfen wegen Sackung des Planums, erhebliche Mengen Kies verwendet werden mufsten.

Im Jahre 1880, dessen Herbst und Winter durch bedeutende Niederschläge, welche in Deutschland, Frankreich und England grofse Überschwemmungen verursacht haben, sich auszeichneten, erfolgte der Einsturz und zwar am 21. Dezember nachmittags, nachdem kurz vorher ein Güterzug die Stelle befahren hatte, auf einer Länge von etwa 220 m. Die breiartig auseinanderfliefsende Masse verteilte sich abwärts auf eine Breite von etwa 120 m, senkrecht gegen den Damm gemessen, bis über die Lütticher Landstrafse, die dadurch gesperrt wurde, so dafs eine Durchgrabung zur Ermöglichung des Verkehrs erfolgen mufste. Die von dem abgerutschten Boden überdeckte Fläche lief neben der genannten Landstrafse in einen schmalen Streifen aus und hatte eine gröfste Länge von etwa 500 m. Der Inhalt des zerstörten Dammkörpers betrug etwa 40000 cbm.

Die Bahn liegt am Gehänge des Wiesentals, in dessen Sohle die Landstrafse nach Lüttich geführt ist. Das Gelände unter der Dammschüttung hatte ein schwaches Quergefälle und bildete eine im Talhange ausgebuchtete Mulde. Ein Durchlafs an der tiefsten Stelle der Mulde, welche etwa 9 m unter der Dammkrone lag, war nicht vorhanden. Die Schüttung bestand aus feinem Sande mit tonigem Bindemittel (Kreidesand), welcher aus dem anstofsenden Voreinschnitte des Tunnels und aus diesem selbst gewonnen war. Dieser Boden soll 30 bis 40% seines Inhaltes an Wasser aufnehmen können und scheidet auch bei mäfsiger Durchfeuchtung, wenn nur geringe Erschütterungen wiederholt auf die Oberfläche wirken, leicht Wasser aus, während zugleich eine aufgelegte Last einsinkt. Die Dammrutschung soll nach Mitteilung eines Augenzeugen von einem dumpfen Geräusche begleitet gewesen sein und einige Minuten gedauert haben. Ein Teil des Untergrundes war mit fortgerissen.

Die Berglehne, auf welcher der Damm ruhte, besteht aus Sandschichten, welche vermutlich mit undurchlässigen Tonschichten abwechseln und der Neigung des Hanges folgen. Der Boden war mit Wasser durchzogen und liefs zwei Quellen zu Tage treten, von denen die eine, durch ein eisernes Rohr von 0,5 m Durchmesser abgeleitete, im August 1881 noch 60 cbm innerhalb 24 Stunden abführte.

Die wesentliche Ursache der Abrutschung wird in der Abholzung der früher bewachsenen Berglehne gesucht, an deren Fufs der Bahnkörper liegt. Der reichliche Regen konnte nun schneller und vollständiger in den sandigen Boden des Hanges gelangen und, durch den Damm gestaut, diesen bis zu erheblicher Tiefe durchfeuchten, während die dicht bewachsene Böschung an der Talseite noch dazu beitrug, dafs das Wasser zurückgehalten wurde. Zugleich waren der Untergrund des Dammes und auch die Fläche vor ihm mit Wasser gesättigt. Die Erschütterung durch den Güterzug, der kurz vor dem Einsturz die Strecke noch befuhr, wird dann dazu beigetragen haben, die Bewegung einzuleiten.

Zur schleunigen Wiederherstellung des unterbrochenen Verkehres ist ein Notdamm geschüttet, der bereits nach 10 Tagen, am 31. Dezember, soweit fertig gestellt war, dafs der Bahnbetrieb wieder eröffnet werden konnte. Der endgültige Damm ist, etwas oberhalb der Einsturzstelle, im Februar begonnen und am 1. Juli 1881 vollendet.

An Entwässerungsanlagen sind zunächst in dem zu beschüttenden Gelände Sickerkanäle von 1 m im Geviert, mit groben Schlacken gefüllt, quer zur Längenachse des Dammes und in Abständen von durchschnittlich 5 m hergestellt; sie reichen bis auf den gewachsenen Boden, haben Längen von 20 bis 27 m und münden in einen Sammelgraben unterhalb des Dammes. Oberhalb des letzteren ist ein sorgfältig befestigter Längsgraben angelegt, welcher das Wasser dem an der tiefsten Stelle der Mulde ausgeführten, 1,25 m weiten gemauerten Durchlafs zuführt. Kleine Quellen sind durch besondere Sickerkanäle abgefangen; für die oben erwähnte starke Quelle ist ein 0,5 m weites Rohr unter dem Damm durchgelegt. Sämtliche durch die Rutschung verursachten Kosten haben etwa 120000 M. betragen.

4. Dammrutschung auf der Eisenbahn von Wiesbaden nach Niedernhausen (ehemalige Hessische Ludwigsbahn).[105]) Die Bahn überschreitet bei Station Igstadt nächst Erbenheim die kesselartige Einbuchtung einer Hügellehne. Bohrversuche stellten unter einer durchschnittlich 1,0 m starken Lehm- und Humusschicht mehr oder weniger weiche, kalkige, nachgiebige Lettenarten, in den tieferen

---

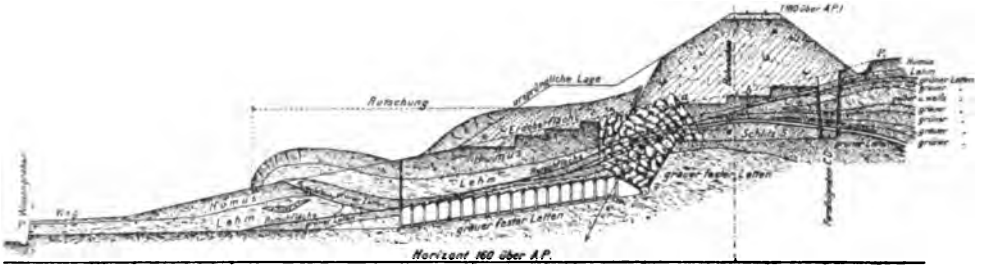
[104]) Vergl. v. Kaven, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1882, S. 146.

[105]) Vergl. F. Hottenroth, Die Entwässerungs- und Befestigungsarbeiten an der Eisenbahn von Wiesbaden nach Niedernhausen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1883, S. 509.

Schichten den sogenannten Cyrenenmergel fest.[106]) Ferner zeigten sich stark wasserführende Schleichsandschichten, unter der einen Dammstrecke jedoch, wo das Gelände steiler abfiel, nur stellenweise feuchte Kieseinlagerungen.

Auch hat man beim Bau eines Durchlasses in der Mitte des Dammes eine alte Rutschfläche festgestellt, auf der eine Bewegung stattgefunden haben mufste. Beim Eintreiben von Querschlitzen in den Boden zeigten sich 3 bis 8 Rutschflächen übereinander. Nachdem im Januar bis Juni 1877 die Oberfläche abgetreppt war, suchte man den Untergrund zu entwässern. Zu diesem Zwecke stellte man ein Netz von 4 bis 6 m tiefen Querschlitzen und zur Abfangung sämtlicher Wasseradern ein solches von Längsschlitzen her. Erstere wurden nach dem stärksten Gefälle der wasserführenden, im allgemeinen mit der Oberfläche gleichlaufenden Schichten angelegt. Von einem Punkte der Talsohle ausgehend wurde ein Ablaufschlitz bis in die künftige Dammböschung reichend und von da aus unter dem Damm hindurch und oberhalb des Dammes längs desselben ein Entwässerungsstollen vorgetrieben. Stollen und Schlitze wurden mit Steinen über einer Sickerdohle mit Tonröhren von 6 bis 10 cm Weite ausgepackt. Sie erhielten ein Gefälle von 2 bis 14%. Die Verschalung der Schlitze mufste in den Schleichsandschichten dicht hergestellt werden. Der Boden wurde auf eine Schlitzlänge von 20 bis 30 m 2 bis 2,5 m ausgehoben; das weitere Vertiefen geschah auf je 3 m Länge während dazwischen ebenso lange Erdpfeiler stehen blieben, die mittels eingelegter Pritschen durch mehrmaliges Werfen ausgehoben wurden. Die Schalung konnte bei der Auspackung wieder entfernt werden.

Abb. 68. *Dammrutschung an der Eisenbahn von Wiesbaden nach Niedernhausen.*



Auf der stärker geneigten Strecke der Hügellehne wurde (nach Abb. 68) eine fast 100 m lange Trockenmauer von 20 qm Querschnitt in den Untergrund eingebaut.

Hierdurch wurden die Rutschflächen durchschnitten und entwässert und für die Dammschüttung ein in den festen Boden eingeschnittenes festes Widerlager geschaffen. Zur weiteren Unterbrechung der Rutschflächen wurde der Erdkörper *abcdef* hinter der Steinpackung abgegraben und mit durchlässigem Boden hinterfüllt.

Die Steinpackung hielt mit dem darüberliegenden Damm bei eintretender nasser Witterung Stand, während der am Dammfufse ausgesetzte Baugrubenaushub abrifs und auf dem Untergrund abrutschte. Die fast 4 m mächtige Lehm- und Humusschicht schob sich auf der neuen Rutschfläche in die Höhe (vergl. Abb. 68).

Die Rutschmasse wurde durch Querschlitze ausgetrocknet und gestützt. Durch Vortreiben eines von einem dieser Schlitze ausgehenden Stollens (vergl. Abb. 68) wurde die gestörte Entwässerung des Steinsatzes wieder hergestellt. Weitere Bewegungen sind während der folgenden 6 Jahre nicht beobachtet worden.

Die durchschnittlichen Kosten betrugen in fertiger Arbeit: für das Meter Schlitz rund 26 M., für das Meter Stollen rund 33 M., für das Kubikmeter Steinpackung 4,08 M.

5. Dammrutschungen auf der Teilstrecke Kaschau-Mihaly der ungarischen Nordostbahn[107]) (Taf. VII, Abb. 5 u. 6). In § 7 unter 4. (S. 246) ist die Beschaffenheit des von der Bahn durchzogenen Geländes beschrieben. Dafs der aus den Einschnitten gewonnene und zu den Aufträgen benutzte, lettenartige Boden unter den dort erwähnten sehr ungünstigen Bauverhältnissen vielfach Veranlassung zu Rutschungen geben mufste, ist leicht erklärlich. Die dabei beobachteten Erscheinungen und zur Behebung der Bewegungen angewandten Mittel, welche mehrfach wiederkehrten, mögen an einem dem Wasserscheiden-Einschnitte (s. § 7 unter 4.) sich anschliefsenden Damme kurz erörtert werden.

Beim Auftreten der ersten Bewegungen infolge des mangelhaften Schüttbodens mit seiner Neigung, im gelockerten Zustande begierig Wasser aufzusaugen und dann unter der Wirkung der nachdrückenden

[106]) Vergl. § 1, S. 207.

[107]) Vergl. L. E. Tiefenbacher, Die Rutschungen u. s. f. Wien 1880.

Massen vorwärts zu schieben, hatte man vor dem Fufse des rutschenden Bodens 1 m tiefe Entwässerungsgräben gezogen, die indessen, so lange sie offen blieben, der Bewegung nur Vorschub leisten mufsten und deshalb bald mit durchlässigem Boden, Stein oder Reisig, ausgefüllt wurden. Um nun in die Rutschungsmasse trennende Entwässerungsschichten, die gleichzeitig zur Vermehrung der Reibung beitragen sollten, einlegen zu können, wurde der Fufs derselben auf eine Breite von 6 bis 10 m abgehoben, darauf eine Spreutlage als Kreuzlage 0,30 bis 0,60 m stark, aufgebracht und hierüber der aus der Rutschmasse entnommene Boden in 0,30 m hohen Schichten 1 m hoch aufgestampft, dann wieder eine Reisiglage ausgebreitet und Boden von neuem eingestampft. Gleichzeitig wurden vor dem Fufs der Böschung solche Spreutlagen gelegt, um bei einem Weitergehen der Masse eine Entwässerungsschicht zu bieten. Letztere Mafsregel erwies sich indessen unwirksam, indem die Spreutlagen nicht überstürzt, sondern bei dem Fortschreiten der Rutschung verschoben wurden. Auch das Einbauen der Spreutlagen in die gerutschte Masse hatte nicht den erwarteten Erfolg, da es nicht möglich war, bei dem fortwährenden Regenwetter die Erde genügend trocken aufzubringen und zu stampfen; dazu kam, dafs die aus Sparsamkeitsrücksichten gewählte geringe Breite des Einbaues von 6 bis 10 m nicht ausreichte, um dem Seitendruck der Dammmasse Widerstand zu leisten. Erst durch die später erfolgte Verstärkung des Fufses, durch Aufbringen trockener Schüttmassen mittels Karren bei sorgfältigem Stampfen, und durch Einbauen eines kräftigen Belastungskörpers mit Bermenanlage wurde der Damm an der betreffenden Stelle zur Ruhe gebracht (vergl. Abb. 5, Taf. VII).

An einer anderen Stelle hatte nach Herstellung des eigentlichen Dammkörpers das Schotterbett Veranlassung zur Durchweichung der Anschüttung und darauf folgender Abrutschung der einen Böschung gegeben. Bei dem Einsinken des Schotterbettes in den weichen Schüttboden hatte man nämlich zur Erhaltung der vorgeschriebenen Bahnhöhe stets neuen Bettungsstoff nachgefüllt, ohne für die Entwässerung des so von Lehm und Letten eingeschlossenen Schotterkörpers zu sorgen. So war allmählich eine sackartige Vertiefung von 3 m in dem Dammkörper entstanden, in welchem sich das Wasser angesammelt hatte, bis sein Druck genügend war, um sich durch den Böschungskörper einen Weg zu bahnen und die Erdmasse zum Ausweichen zu bringen. Die Einlegung von Sickerschlitzen, welche bis zu dem tiefsten Punkte des Sackes reichten und mit genügendem Gefälle an der Böschung ausmündeten, über welche das Wasser in gepflasterten Rinnen abgeführt wurde, ermöglichte eine rasche Befestigung der wieder hergestellten Böschung. Ein Jahr später bauchte sich auch die andere Böschung unter ähnlichen Erscheinungen aus. Die tiefste Stelle des Schottersackes lag hier, wie festgestellt wurde, 3,8 m unter Schwellenhöhe, also tiefer als die im Vorjahre ausgeführten Sickerschlitze, die deshalb nicht vollständig entwässerten.

Besonders umfangreich waren die an den Durchlässen unter den Dämmen vorgekommenen Beschädigungen und die infolge dessen erforderlich gewordenen Umbauten, die sich vorzugsweise auf die Verlängerung der Bauwerke, Verstärkung der Stirnen und Flügel erstreckten, in Verbindung mit Befestigungen der anschliefsenden Dammstrecken durch Sickerschlitze, Pflasterungen, Steinsätze und Gegenbankette mit Spreutlagen bei treppenartigem Einbau der Böschungskörper in den etwa festgebliebenen Kern des Dammes.

6. Rutschung des Freithumer Dammes der ungarischen Ostbahn[108]) (Taf. VIII, Abb. 7). Der etwa 14 m hohe, auf einer annähernd wagerechten, stellenweise versumpften Hutweide ruhende Damm ist aus dem Boden zweier benachbarten Einschnitte geschüttet, von denen der eine trockenen harten Mergel, der andere in den oberen Schichten gelben trockenen Tegel, sodann aber gelben Lehm, abwechselnd mit blauem Ton und feinem Sande gemengt, das ganze mit Wasser gesättigt, enthielt.

Wenn auch von vornherein die Verwendung des nassen lehmigen Bodens des zweiten Einschnittes einige Besorgnisse erregte, so hoffte man doch, dafs dasselbe, gemengt mit dem guten trockenen Mergel des ersten Einschnittes, keine schädliche Wirkung auf den Damm äufsern werde. Die bedeutenden Mehrkosten, welche eine Aussetzung des lehmigen Bodens und die Herbeischaffung der fehlenden Erde aus entfernteren Bezugsquellen verursacht hätten, gaben einen weiteren Grund zu der getroffenen Anordnung. Leider war die Voraussetzung eine falsche und die unzeitige Sparsamkeit wurde bitter gestraft.

Vor dem Beginn der Anschüttung hatte man den sumpfigen Untergrund mit einem Netz von Steinpackungen als Sickerungsanlagen versehen und einen Durchlafs in der Mitte der Dammstrecke hergestellt.

Die Anschüttung erfolgte von einem Holzgerüste aus, an der einen Seite des Durchlasses mit dem Boden des ersten Einschnittes, an der anderen Seite mit dem beider Einschnitte. Hier entstand

---

[108]) Vergl. A. Lorenz, Entwässerungs- und Bauarbeiten bei Eisenbahnbauten im Rutschterrain, S. 39.

nach dem sehr nassen Sommer 1871 im Spätherbste eine Bewegung des Dammes und nach einigen Tagen flofs der durch den Regen aufgeweichte Damm auf eine Länge von 50 bis 60 m talwärts auseinander. Es zeigte sich, dafs nur der mit dem Tegel und dem Lehm des zweiten Einschnittes aufgeschüttete Teil abgerutscht war. Obwohl nun sofort die weitere Verwendung dieses Abtrages eingestellt und nur guter trockener Boden aus dem ersten Einschnitte herbeigeschafft wurde, hörte die Bewegung nicht auf. Sickerschlitze, mit denen die im Rutschen befindliche Masse zum Zweck der Austrocknung durchschnitten wurden, führten zu keinem günstigen Ergebnisse. Man entschlofs sich daher, die täglichen Sackungen des Dammes unter dem Schüttgerüste nicht mehr blofs mit Mergelboden, sondern durch Steingerölle zu ersetzen.

Mit der wachsenden Menge des herbeigeschafften Steingerölles, welches zum Schlufs im Kern des Dammes einen Steinkörper von 7 bis 8 m Tiefe bildete, wurden die Bewegungen allmählich geringer. Gleichzeitig mit der Steinschüttung wurde am Fufse der Böschung ein Schutzdamm von Steinen aufgeführt und die Rutschmasse, um sie am Aufsteigen zu hindern, so lange mit trockenem Boden überschüttet, bis Gleichgewicht hergestellt war.

Nachdem man auf diese Weise den Damm zur Ruhe gebracht hatte, wurde zur Entwässerung des in demselben eingekeilten Steingerölle-Körpers von der oberen Seite des Dammes rechtwinkelig zur Bahnachse ein Stollen bis unter den Steinkörper getrieben und hier nach beiden Seiten in der Richtung der Bahnachse ausgeästet.

7. Dammrutschung an einer südungarischen Eisenbahnstrecke[109]) (Taf. VIII, Abb. 12 bis 14). Die Bahnlinie führt auf einem 10 bis 14 m hohen, aus Tonboden von Gerüsten geschütteten Damme mit einer S-Krümmung über 2 steil abfallende Schluchten, zwischen denen sich eine schmale Bergnase vorschiebt. Die beiden Wasserläufe wurden durch 0,60 m weite eiserne Rohrdurchlässe auf Trockenpackung durchgeführt. Der Untergrund bestand aus Humus-, Lehm-, Sand- und Schotterschichten, darunter in gröfserer Tiefe der wasserundurchlässige blaue Tegel.

Zur Trockenlegung dieses quelligen, gefährlichen Geländes waren nur einige Sickerungen angelegt worden, nicht einmal das Baufeld hatte man vorschriftsmäfsig gereinigt.

Da die Böschungen nicht Stand hielten, wurde eine Berme vorgeschüttet und die Durchlässe verlängert. Nach kleineren Rutschungen und Einsenkungen des Planums zeigte sich im 5. Betriebsjahre am südlichen Nullpunkt eine starke Bewegung, welche auf eine wasserführende Gleitschicht zurückzuführen war. Man suchte ihr durch die Anlage eines Quer- und Längsschlitzes zu begegnen. In der Folge aber senkte sich der Damm talseitig fortwährend bis 1,20 m über die planmäfsige Schienenoberkante. Die Durchlafsrohre brachen und verschoben sich. Nach einem niederschlagreichen Winter kam der Damm nebst der vorgeschütteten Berme als ein Ganzes auf dem gänzlich durchweichten Gelände, zum Teil auch auf der unterirdischen wasserführenden Schicht zum Abgleiten. Die Böschungen stürzten gleichzeitig infolge der durch die Witterungseinflüsse eingetretenen Verminderung des Zusammenhaltes zusammen und rutschten ab. Die Vorflut wurde durch die Zerstörung und Überschüttung des Durchlasses I abgeschnitten und der Damm noch weiter durchweicht.

Die Abrutschung des auf eine Länge von 130 m in der Krone zerrissenen Dammes erfolgte in fast lotrechter Richtung und reichte bis über die Gleismitte, wo sich 6 m hohe, fast senkrechte Erdwände gebildet hatten. Die bergseitige Böschung war unversehrt geblieben.

Zunächst mufste der unterbrochene Zugverkehr wieder hergestellt werden. Man entschlofs sich, den Damm auf 5 m zu verbreitern. Oberhalb hatte dies keine Schwierigkeiten. Dann wurde der bis zum blauen Tegel hinabreichende, alle wasserführenden Schichten durchschneidende Längsschlitz Aa (vergl. Abb. 12, Taf. VIII) hergestellt, dessen talseitige Wand wasserdicht in Zementmörtel ausgeführt wurde.

Nach Fertigstellung der bergseitigen Dammverbreiterung wurde die Bahn unter Einschaltung von Bögen mit einem kleineren Halbmesser (120 m) einstweilen verlegt und in Betrieb genommen. Unterdessen war auch an den beiden Durchlässen wieder Vorflut geschaffen worden, wodurch die Rutschung gehemmt wurde. Man führte nun an dem Vereinigungspunkt beider Schluchten eine bogenförmige starke Stützmauer aus Bruchsteinen in Roman-Zementmörtel aus (Abb. 12, Taf. VIII), die im festen Boden gegründet in die beiderseitigen Lehnen eingriff. In diese mit Sickeröffnungen versehene Mauer wurden die Ausmündungen der breiten, neu herzustellenden gewölbten Durchlässe gelegt. Hinter der Mauer wurde nach Beseitigung der Rutschmasse und des Erdbodens bis auf den festen Untergrund ein sorgfältig gestampfter, 8 m breiter Erdwall angelegt. Ferner kam zur Wasserabhaltung in 8 m Abstand ein Längsschlitz h mit Sohlenpflasterung, Sickerdohlen, Steinpackung und Abwässerung

[109]) Vergl. O. Soulavy u. C. Schmidt, Über Eisenbahnbau- und Rekonstruktionsarbeiten im Rutschterrain. Sonderabdruck aus Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1898.

zur Ausführung. In einem Abstand von 8 m wurde dann ein zweiter gürtelförmiger Erdwall und dahinter die die einzelnen Querschlitze *B* und *C* bogenförmig verbindende Schlitzanlage *H* hergestellt, welche die dahinterliegenden Dammmassen stützen und entwässern sollte. Die Querschlitze *D*, *E* und *F* vervollständigten die Entwässerungsanlage. Der Schlitz *E* wurde durch den Bahnkörper hindurch geführt und an den Längsschlitz *A a* angeschlossen.

Die beiden Rohrdurchlässe ersetzte man durch gewölbte (vergl. Abb. 14, Taf. VIII) und führte sie von der Stützmauer aus in offenem Schlitzbetrieb aus, wobei die tiefsten Stellen der Talmulde verfolgt und die Entwässerung der Längsschlitze *A a* aufgenommen wurde. Unter den höheren Dammteilen geschah die Herstellung der Durchlässe in Stollenbetrieb. Die Widerlager der Durchlässe erhielten Sickerfugen und eine Schotterhinterfüllung, so dafs auch sie als Sickerschlitze wirken konnten. Zum Stollenbetrieb wurde an dem fertiggestellten unteren Teile des Durchlasses ein Schacht 2,40×2,40 m bergmännisch abgeteuft und von da aus während Tag und Nacht der Stollen vorgetrieben. Der nach Schlufs des Gewölbes über den Durchlässen unter dem First verbleibende Raum wurde ausgepackt (vergl. Abb. 14, Taf. VIII) und dient zur Entwässerung des Dammuntergrundes. Während der Ausführung erfolgte bei starken Niederschlägen, trotz aller Vorsicht, ein weiterer Abbruch an der Dammkrone, so dafs man die Bahn nochmals und zwar über der ersten Talmulde auf einer vorläufigen Holzbrücke von 33 m Länge verlegen mufste. An diese konnte sich dann die nun niedrigerere und weniger gefahrvolle Dammverbreiterung anschliefsen.

Der gerutschte Dammboden wurde nach Beseitigung des durchweichten und unbrauchbaren bei den Vorbermen wieder verwendet. Letztere hielt eine Oberflächen-Abwässerung. Der Damm selbst wurde in 2 Absätzen mit einer Böschungsneigung von 1 : 2 auf der Berme in Schichten aus Lehmboden aufgestampft. Anderer Boden war nicht vorhanden. Die Böschungen wurden mit Rasenmulden und querlaufenden Rasenstreifen befestigt.

Die kostspieligen Anlagen sind, soweit bekannt, von dauerndem Erfolg begleitet gewesen.

8. Dammrutschungen auf der Strecke Linz-Budweis der Kaiserin Elisabeth-Bahn[110]) (Taf. VII, Abb. 7 bis 10). Die Linie Linz-St. Valentin-Gaisbach-Budweis erstreckt sich der ganzen Länge nach über eine auf Granit gelagerte und von einzelnen Sandschichten durchzogene Tonmasse von meist sehr grofser Mächtigkeit. Die unteren Lagen dieser Tonschicht sind mehr oder minder kalkhaltig und wasserundurchlässig, die Sandschichten durch mergelig-kalkige Bindemittel in einen konglomeratartigen Zustand versetzt, während ihre oberen kalkfreien Lagen ein grofses Wasseraufsaugungs- und Wasserhaltungsvermögen haben. Diese Eigenschaft, wie auch das Vorhandensein von Wasseradern, führen oft einen nahezu sumpfigen oder schwimmenden Zustand der Massen herbei, besonders dort, wo durch die örtlichen Verhältnisse begünstigt, eine grofse Wasseransammlung auf den undurchlässigen Schichten stattfinden kann. Bei dieser Beschaffenheit des Bodens sind dann mehrfach Rutschungen der bei sehr ungünstigen Witterungsverhältnissen ausgeführten Dämme sowohl mit dem unterliegenden Erdreich, als auch in den Anschüttungen selbst vorgekommen. Zu ihrer Bewältigung wurde in der Regel so vorgegangen: Abteufung mehrerer schachtartigen Schlitze in der Nähe des planmäfsigen Böschungsfufses durch die abgerutschte Dammmasse, 4 bis 5 m tief, bis in den gewachsenen Boden, dann Vortreiben von Stollen von diesen Schächten aus und Fortsetzung der Stollen als offene Schlitze bis an den Rutschungsfufs in nahezu senkrechter Richtung gegen die Bahn.

Nach dieser Bauweise waren auch bei dem Damme der Station Gaisbach, welcher bei nur 5 m gröfster Höhe unter dem angrenzenden Gelände in Bewegung geriet, die Schächte *B* und die Entwässerungsrippen *A* nebst dem Sickerschlitze *D* (Abb. 7) hergestellt, welche zeitweise den Boden zur Ruhe brachten, sich aber doch als ungenügend erwiesen, indem neue Bewegungen eintraten, die einer bis zu 16 m unter der Bahnoberfläche vorgefundenen wasserführenden Schicht zugeschrieben wurden.

Inzwischen hatte man nach den auch an anderen Stellen gemachten Erfahrungen die oben erwähnte Abbauweise der Rutschungen mittels Schächten und Teilungsrippen als zu kostspielig und nicht ausreichend aufgegeben und die Entwässerung des Bodens durch Quer- und Längsstollen eingeführt. Hiernach wurde auch bei dieser Rutschung verfahren und unmittelbar oberhalb des ersten Entwässerungsschlitzes *A* ein Schacht *a* bis zur nötigen Tiefe abgeteuft und von hier aus unter der Bahn durch Stollen vorgetrieben, sowie talwärts ein Abzugsstollen bis zu einer genügend tief liegenden Stelle des alten Entwässerungsschlitzes. Vom oberen Ende dieses Hauptstollens aus wurden dann weiter die beiden je 70 m langen eigentlichen Entwässerungsstollen in fast paralleler Richtung zur Bahn ausgeführt und wegen des bedeutenden Druckes auf die Zimmerung schleunigst mit Steinen ausgefüllt. Die Sohle

[110]) Vergl. L. E. Tiefenbacher, Die Rutschungen u. s. f., S. 167 ff.

dieser im Lichten 1,5 m hohen, unten 0,8 m, oben 0,5 m breiten Stollen wurde muldenförmig in Zementmörtel gepflastert und mit einer Sickerdohle überbaut (Abb. 9). Die Schächte erhielten im Lichten bei einer Länge von 2,20 m eine Breite von 1 m und eine völlige Auspackung (Abb. 8).

9. Dammrutschungen auf der Dux-Bodenbacher Eisenbahn in Böhmen.[111]) Ein Teil der Dux-Bodenbacher Bahn liegt in einem lettigen hügeligen Gelände, welches nach starken Regengüssen schon mehrfach in Bewegung gekommen war, sich wellenförmig aufgebaucht hatte und zu dem schlechtesten Baugrunde gehört, der sich denken läfst.

Bei der Aufschüttung der Dämme war in der ersten Zeit, wie sich nach und nach herausstellte, mit Aufserachtsetzung aller Vorsichtsmafsregeln verfahren und nicht einmal die Regel beobachtet worden, keine nasse, in Wasser lösliche Bodenart in die Auffüllung zu bringen, sondern es war feuchter und trockener Letten durcheinander zur Dammschüttung benutzt worden; man hatte sich auch nicht die Mühe genommen, im Winter Schnee und Eis zu entfernen, so dafs dieselben mitten im Damme lagerten. Sobald diese nun im Innern der Auffüllung schmolzen und den nächstgelegenen Letten auflösten, oder das Wasser bei einem Regenschauer in den Damm und in den nassen Letten eindrang, geriet die Auffüllung in Bewegung und es rutschten bedeutende Massen talwärts. An anderen Stellen kam der Untergrund der Dämme nach heftigen Regenschauern in Bewegung und nahm den ganzen Damm mit sich.

Um den Einschnittrutschungen in diesem lettigen, mit feinen Sandadern durchzogenen Erdreich zu begegnen, suchte man jede Ansammlung des Regenwassers oberhalb der Einschnitte und das Eindringen in den Boden dadurch zu verhüten, dafs man ihm Gelegenheit bot, ungehindert die Böschung hinunter zu fliefsen. Ferner legte man in den Böschungen 1 bis 2 m tiefe und 1 m breite Sickergräben mit starkem Gefälle an, welche bis an die Stellen reichten, in denen die Rutschung begann, und verband alle diese zur Bahnachse normal oder schief gerichteten Sickerkanäle eines Einschnittes an ihrem unteren Ende durch einen tiefen, gleichfalls mit Steinen ausgepackten Graben, der sowohl als Stütze für die Kanäle, wie auch als Wasserableiter diente.

Bei den gerutschten Dämmen war die Heilung stellenweise schwieriger. Bei diesen war die Ursache der Rutschung, wie oben erwähnt, eine zweifache, so dafs diese Dämme einzuteilen sind in solche, bei welchen die Rutschung durch den in ihnen enthaltenen nassen Boden und in solche, bei welchen sie durch die Beschaffenheit des Untergrundes veranlafst wurde.

Um die Dämme der ersten Art zur Ruhe zu bringen, fand man kein anderes Mittel, als mit 2 bis 3 m breiten Querschlitzen den Damm zu durchschneiden, den schlechten Boden herauszunehmen und durch Steine zu ersetzen, um durch diese auch die verbleibende Dammmasse auszutrocknen. Da, wo diese schmalen Steindämme noch $1^1/_2$ bis 2 m in den gewachsenen Boden eingeschnitten waren, und je nach der Beschaffenheit der Dammmasse nahe genug bei einander standen, haben dieselben ihren Zweck erfüllt.

Um den Rutschungen der zweiten Art entgegenzuwirken, versuchte man zuerst bei einer 10 m hohen Auffüllung alles Wasser oberhalb des Dammes von dem Untergrund desselben abzuschneiden, indem oberhalb desselben ein tiefer Schlitz gemacht und mit Steinen ausgebaut wurde; dieser letztere erhielt ein möglichst starkes Gefälle und wurde bis zum nächsten tiefergelegenen Bahndurchlafs geführt. Aber bald erwies sich die Unwirksamkeit solcher Vorkehrungen, indem nun das im oberen Graben fliefsende Wasser in den schlüpfrigen Untergrund des Dammes eindrang, dadurch den Zusammenhalt des lettigen Bodens aufhob, und so abermals ein Rutschen des Dammes sowie des Untergrundes verursachte. Bemerkenswert war dabei die Erscheinung, dafs in einer Entfernung von 5 bis 10 m unterhalb des Dammes der Wiesenboden sich gänzlich übereinanderschob.

Als man nun die Überzeugung gewonnen hatte, dafs eine Stütze des Dammes nötig sei, wurde ein mächtiger, mit Steinen auszufüllender Schlitz von 4 m Breite und 5 m Tiefe in der Weise ausgeführt, dafs zuerst einige stark ausgezimmerte Schächte hinuntergetrieben und mit Steinen ausgepackt, dann die zwischen diesen Schächten stehen gebliebenen Lettenmassen unter starker Ausbölzung der Wände herausgearbeitet und durch Steine ersetzt wurden, so dafs nach und nach ein geschlossener unterirdischer Steinsatz entstand. Für diesen Steinsatz, der ein starkes Gefälle erhielt, wurde ein 0,4 m weiter Kanal gebaut, um das Wasser ins Tal zu führen. Der so befestigte Damm hat sich nicht wieder gerührt.

Eine andere Dammschüttung von 7 bis 8 m Höhe kam unter denselben Verhältnissen erst kurz vor der Betriebseröffnung ins Rutschen, so dafs man der Dringlichkeit halber zu einem anderen Mittel greifen mufste. In Entfernungen von 1 m wurden am unteren Fufse des Dammes Pfähle von 8 bis 9 m

[111]) Vergl. Osthoff, Beitrag zum Erdbau. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1873, S. 299.

Länge und 0,15 bis 0,2 m Stärke mittels einer gewöhnlichen Zugramme eingeschlagen, und zwar so tief, bis sie unter dem 500 kg schweren Bären in etwa drei Hitzen höchstens noch 3 cm zogen. Diese Pfähle haben den ganzen Damm gehalten, und es ist seit dem Fertigstellen desselben keinerlei Rutschung mehr vorgekommen.

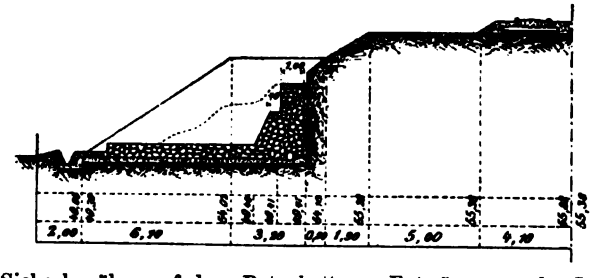
In den beschriebenen beiden Dämmen befanden sich zwei gewölbte Bauwerke, in ersterem eine 3 m weite Durchfahrt und in dem letzteren ein 2 m weiter Durchlafs, welche beide mitgerutscht sind und mehr oder minder zerstört wurden.

10. Dammrutschung bei Villnachern auf der Bötzberg-Bahn (Basel-Brugg).[112]) Dieselbe ist eine der seltensten und auffallendsten Fälle von Bodenbewegungen. Der nur 3 bis 5 m hohe Damm wich samt seiner Unterlage in weiterem Umfange um etwa 1,5 m aus seiner ursprünglichen Lage bergabwärts und senkte sich gleichzeitig um 0,75 m. Das Auffallende der Erscheinung lag darin, dafs die verhältnismäfsig geringe Dammmasse ein 200 m langes und 150 m breites Geländestück in Bewegung zu setzen vermochte, welches nur schwach geneigt war, nirgends auf Wasser im Innern schliefsen liefs und überhaupt nichts Aufsergewöhnliches zeigte; nur konnte an der allgemeinen Oberflächenbildung wahrgenommen werden, dafs das ganze dortige Gelände einst von den hinterliegenden Berghöhen herabgerutscht war.

Versuchsschächte ergaben, dafs die über den schief abfallenden Molasse-Abtreppungen lagernden tonigen Schuttmassen teilweise und namentlich unmittelbar über den bestehenden Brücken so sehr von Wasser durchdrungen waren, dafs die verhältnismäfsig geringe Mehrbelastung ausreichte, die seit vielen Jahren im Gleichgewichte stehende Rutschmasse wieder in Bewegung zu bringen; diese letztere erfolgte, wie der zur Entwässerung angelegte Stollen zeigte, unmittelbar über der Molasse in einer Tiefe von 30 m unter der Oberfläche. Die Bewegung war aber eine so ruhige und langsame, dafs mit Ausnahme der unten entstandenen Wulste und Vorstöfse, an der Oberfläche, wie an den darauf befindlichen Obstbäumen auch nicht die geringsten Merkmale von Rissen u. s. w. bemerkt werden konnten, wie es denn auch wahrscheinlich war, dafs ein Abrifs unter dem Damm selbst entstanden sei. Das einzige Mittel, dieser Bewegung Einhalt zu tun, bestand wieder in der Trockenlegung der durchnäfsten Rutschschichten bezw. in dem Auffangen des über der bestehenden Molasse abfliefsenden Wassers. An geeigneter Stelle wurde demnach ein Hauptstollen gegen die Bahn vorgetrieben und von diesem aus Nebenstollen. Die Stollen führen teilweise sehr viel Wasser; breiartige Einstürze stellten der Arbeit sehr viele Hindernisse entgegen. Der gewünschte Erfolg wurde aber erreicht.

11. Dammrutschungen an der Orleans-Bahn.[113]) Beim Umbau der Bahnstrecke von Paris nach Soeaux und Limours wurde ein 7 m hoher, das Tal der Bièrre überschreitender Tonbodendamm bei Antony, der fortwährend Senkungen und Abrutschungen zeigt, durch folgendes Verfahren zur Ruhe gebracht. Zunächst beseitigte man den alten Rutschboden, dann wurde nach Abb. 69 am Dammfufse eine nach unten und aufsen sich verbreiternde, mit der Bahnachse gleichlaufende, fast bis zur Dammkrone reichende Steinpackung auf einem Betonbett angelegt. Seitlich und oben deckte man die Trockenmauer mit Ginster ab. Alle 5 bis 6 m wurden Querkanäle gleichfalls mit Sickerkanälen auf dem Betonbett zur Entwässerung der Längspackung in einem Längsgraben hergestellt. Dann wurde die ganze Entwässerungsanlage mit einem in der Krone 4 m breiten Gegendamm überschüttet. Die Kosten betrugen 80 M. für das Meter Dammstrecke.

Abb. 69. *Dammrutschung der Orleansbahn bei Antony.*



12. Dammrutschungen auf der Posen-Kreuzburger Eisenbahn.[114]) Südlich von Ostrowo überschreitet die Posen-Kreuzburger, zum Bezirk der Königl. Eisenbahndirektion Posen gehörige Eisenbahnstrecke in der Grafschaft Przygodice ein bis 5 m tiefes, auf Schwemmsand liegendes Moor auf einem 2,5 bis 4,0 m hohen Damm. Am nördlichen Rand des Moores ist bei Km. 121,66 die Bartsch mittels einer 10 m weiten gewölbten Brücke durch den Damm geführt, während ein bei Km. 121,95 den Damm

[112]) Vergl. „Die Eisenbahn", Schweiz. Zeitschr. für Bau- u. Verkehrswesen 1876, V. Bd. S. 96 u. 101.

[113]) Vergl. Frahm, Die Eisenbahnbauten in und bei Paris. Zeitschr. f. Bauw. 1899, S. 584, und Revue générale des chemins de fer 1895, S. 321 ff.

[114]) Mitgeteilt vom Verfasser.

schräg kreuzender Entwässerungsgraben durchschnitten und auf der Westseite des Dammes dicht am Fufse desselben in die Bartsch geführt wurde, die weiter unterhalb zur Speisung eines Sees angestaut wird. Hierdurch werden die Vorflutverhältnisse ungünstig beeinflufst. Der Damm, anfänglich eingleisig ausgeführt, war später für ein weiteres Gleis erbreitert worden. Der mergelige Schüttboden wurde auch hierzu wie früher aus dem benachbarten nördlichen Einschnitte entnommen.

Infolge der Beschaffenheit dieser gefährlichen Bodenart und im Zusammenhange mit dem nachgiebigen Untergrund war der Damm auf eine Länge von etwa 800 m fortgesetzt in Bewegung. Der Damm war besonders vor und hinter der Bartschbrücke auf den 400 m Länge nach beiden Seiten stark auseinandergelaufen und es hatten sich so natürliche Vorlagerungen auf dem dort festeren Boden bezw. der geringeren Moortiefe in ganz unregelmäfsigen Formen gebildet. Auch waren wiederholt Dammrutschungen eingetreten.

Im allgemeinen stand der Damm nach der Ostseite hin, während derselbe weiterhin nach Süden zu auf der Westseite fortgesetzt ins Moor absank.

Die Betriebsunsicherheit und die hohen Unterhaltungskosten der Gleise, welche fortgesetzt gehoben werden mufsten (vergl. Beispiel No. 5, S. 280), drängten dazu, im Jahre 1900 eine durchgreifende Sicherung des Dammes vorzunehmen, die bisher gute Erfolge aufzuweisen hat.

Zunächst wurde das östliche Vorland des Dammes am Moor möglichst trocken gelegt und zu diesem Behuf der Entwässerungsgraben auf etwa 30 m vom Dammfufs abgerückt. Längs des Dammfufses wurde auf der ganzen zu sichernden Strecke, auf der sich bereits natürliche Vorlagerungen (Bankette) gebildet hatten, eine Fufsauskofferung 1 m breit bis zu 2,5 m tief hergestellt, mit Sand ausgestampft und bis zur Bartsch fortgeführt.

Von dieser Fufsauskofferung aus wurden am Moorauslauf und bei geringer Moortiefe senkrecht zur Dammachse in den natürlich gebildeten Dammvorlagen tunlichst nahe bis an das Planum in 10 bis 20 m Abstand voneinander Sickerschlitze eingetrieben, etwa nach Abb. 69 (S. 284), ohne dafs jedoch wie dort ein Betonbett und ein mit der Gleisachse durchlaufender Sickerschlitz ausgeführt wurde.

Bei gröfserer Moortiefe, wo sich Vorlagen nicht gebildet hatten, wurde die 2,5 m tiefe und 1,0 m breite Fufsauskofferung (vergl. Text-Abb. 61, S. 271) etwa 9,0 m vom bestehenden Dammfufs abgerückt und eine Dammvorlage aus Sand angeschüttet, so dafs deren Böschungsfufs mit dem äufseren Rand der Torfauskofferung abschnitt. Von dieser Fufsauskofferung aus wurden in Abständen von 20 m Stichkofferungen senkrecht zur Dammachse und auf ihnen an Stelle der schweren Steinpackung schwimmende Sickerschlitze aus Faschinen (vergl. Abb. 20, Taf. VII) hergestellt. Die gewonnene Torferde wurde zu Kulturzwecken auf vom Grundbesitzer angewiesenen Flächen 5 bis 8 cm hoch ausgebreitet.

13. Rutschungen an französischen Staudämmen.

a) Rutschungen an dem Abschlufsdamme des Staubeckens bei Cercey am Kanal von Bourgogne[115]) (Taf. VIII, Abb. 10 u. 11). Der Damm ist aus tonigen Erdmassen der Lias-Formation mit Böschungen von 2,4 : 1 an der inneren, dem Wasser zugekehrten Seite und von 2 : 1 an der Aufsenseite in einer Länge von 1000 m bei einer Tiefe des Wassers von 12 m hergestellt.

In den Jahren 1835 bis 1846 waren Rutschungen an der Aufsenseite vorangegangen, die man in der Weise bewältigt hat, dafs man den gerutschten Boden bis auf die Gleitfläche entfernt, darauf rechtwinkelig zur Längenachse des Deiches, in Entfernungen von 8 bis 10 m, Rippen aus trockenen Steinen aufgepackt und den Raum zwischen diesen mit Auftragboden ausgestampft hat. Diese Wiederherstellungsarbeiten haben sich gut bewährt. Die Steinrippen dienen gleichzeitig zur Teilung der zur Rutschung neigenden Erdmasse, zur örtlichen Einschränkung der etwa eintretenden Bewegung und zur Drainierung. Um letztere noch wirksamer zu machen, sind die Steinrippen auf einer muldenförmig gemauerten Sohle aufgebaut, welche das Wasser nach aufsen abführt und dessen Einsickerung in den Auftragboden verhindert.

An der Innenseite folgte die erste Bodenbewegung im Jahre 1842 (s. Abb. 10) und hat den Einbau von acht Steinrippen, ähnlich denen an der Aufsenseite aus Trockenmauerwerk, veranlafst. Letztere sind in den Abbildungen nicht dargestellt.

Es ist zu bemerken, dafs bei der Herstellung des Auftrages nicht überall in gleicher Weise verfahren ist. An der inneren Böschung ist auf eine Breite von 7,5 m am Fufs und von 4 m im oberen Teile der Ton geknetet, während der Kern des Deiches einfach gestampft und durch das Darüberfahren der Fuhrwerke gedichtet ist. Der hieraus entstandene Mangel an Gleichmäfsigkeit in dem Auftragboden ist bei den Arbeiten vom Jahre 1842 nicht unbeachtet geblieben; man hat sich die Folgen des Ein

[115]) Ann. des ponts et chaussées 1875, II. S. 27.

dringens von Wasser in das Innere des Deiches durch die als Trockenmauerwerk ausgeführten Steinrippen wohl vergegenwärtigt, aber dennoch, weil der Kern des Deiches fest und vollständig undurchlässig erschien, zu dem an der Aufsenseite mit Erfolg angewandten Verfahren sich entschlossen. Während etwa 25 Jahren ist denn auch der Damm in Ruhe verblieben, im September 1866 aber, nach dreitägigem strömendem Regen, sind zu beiden Seiten der im Jahre 1842 gerutschten Stelle und an dieser selbst neue Bewegungen entstanden. Man beschlofs deshalb, den ganzen, jetzt und früher in Bewegung geratenen Teil auf eine Länge von 200 m von neuem zu befestigen.

Die Ausbesserungen bestanden in der Herstellung von Steinrippen quer zur Längenachse des Deiches, welche auf der unterhalb der Rutschfläche eingeschnittenen Abtreppung ihre Unterstützung fanden, aber nicht wie an der Aufsenseite aus trockenen Steinen aufgepackt, sondern in hydraulischem Mörtel aufgemauert wurden. Sie haben bei 12 m Entfernung von Mitte zu Mitte eine Breite von 2 m erhalten und sind am Fufse der Böschung durch eine Stützmauer von 2,30 bis 3,50 m Höhe bei 2,20 bis 3 m Stärke verbunden. Die abgerutschten Erdmassen sind entfernt und später wieder dem Dammquerschnitt entsprechend zwischen den Strebepfeilern ausgebreitet und festgestampft. Die so wieder hergestellte Böschung ist dann mit einem in hydraulischen Mörtel gesetzten Steinpflaster von 0,40 m Stärke bekleidet.

Die zwei Steinrippen zu beiden Seiten des auf der Zeichnung (Abb. 10) angegebenen Durchlasses sind durch ein spitzbogenförmiges, in der Böschungsrichtung liegendes Gewölbe verbunden. Ähnliche Bögen waren auch zwischen den übrigen Steinrippen geplant, sind aber bei der Ausführung fortgelassen.

Die Kosten dieser Ausbesserungen sind auf 104 000 M. veranschlagt, d. i. 520 M. f. d. lfd. Meter.

b) Rutschung an dem Abschlufsdamme des Staubeckens bei Torcy am Canal du centre[116]) (Taf. VIII, Abb. 8 u. 9). Der Damm hat bei einer Länge von 255 m einen Wasserdruck von 11 m Höhe auszuhalten. Er ist aus feinem, mit Ton untermischten Sande hergestellt; die Böschungen haben eine Anlage von $1^1/_2 : 1$ erhalten und sind mit Steinen trocken abgepflastert. Im Jahre 1831 ist die Steinbekleiduug fast in der ganzen Länge eingestürzt, während gleichzeitig die Bodenmassen an mehreren Stellen abgerutscht sind. Die Ursache dieser Zerstörung hat man in der Ansammlung gröfserer Tonmassen an einzelnen Stellen des Deiches und in dem Mangel an Sorgfalt beim Stampfen und Dichten der Erdmassen gefunden. Da dieser Unfall zu einer Zeit eingetreten war, wo auch ein anderes Staubecken desselben Kanals aufser Dienst hatte gestellt werden müssen, so fehlte es an Zeit zu einem vollständigen Ersatz des mangelhaften Dammbodens und man beschränkte sich auf die Wiederherstellung der zerstörten Böschungen, auf das Einschneiden von Quergräben bis unter die Rutschflächen, auf das Anfüllen der Gräben mit geschlagenem Ton und auf eine Befestigung der Böschungen mittels in hydraulischen Mörtel gesetzter, kleiner Längsmauern und abgepflasterter Bermen dazwischen, nach den punktierten Linien in Abb. 9.

Diese Ausbesserungen erwiesen sich als ungenügend, indem bald neue Bewegungen der Erdmassen eintraten, die ein Verschieben der Pflastermauern nach dem Wasserbecken zur Folge hatten.

Da man auch jetzt noch von einem Neubau des Dammes wegen Mangels an Zeit absehen zu müssen glaubte, dieser Neubau aufserdem sehr kostspielig geworden wäre, so suchte man den Gefahren der Bodenbewegung dadurch auszuweichen, dafs man durch Quermauern oder Strebepfeiler, die mit ihren Grundmauern auf den gewachsenen Boden gesetzt wurden, feste Punkte zur Unterstützung des Bekleidungsmauerwerkes schuf und diese in so geringen Abständen anordnete, dafs die gemauerte Böschungsbekleidung den Bewegungen der geringen, zwischen den Quermauern befindlichen Bodenmassen genügenden Widerstand entgegensetzte. Behufs schneller Ausführung und Kostenersparung sind die Quermauern aus einzelnen durch Bögen verbundenen Pfeilern hergestellt. Diese Anlagen sind in zwei Abteilungen in den Jahren 1838 und 1845 ausgeführt und haben sich gut bewährt. Bei einer Gesamtlänge von 180 m und einem Aufwande von 44 600 M. stellen sich die Kosten auf etwa 256 M. f. d. lfd. Meter.

Der Berichterstatter weist auf die Verschiedenheit der bei dem Damme von Cercey und dem von Torcy ausgeführten Bauweise besonders hin. Bei ersterem hat man den Kern des Deiches für fest genug gehalten, um das Mauerwerk der Querrippen tragen zu können, deren Grundmauern in den unbewegt gebliebenen Teil des Auftrages stufenweise eingeschnitten sind. Er meint, die Zukunft werde lehren müssen, ob die Auftragmassen, welche die Steinrippen tragen, unter der Last derselben nicht Sackungen aufweisen würden.

Bei Torcy war der Auftragboden von so schlechter Beschaffenheit, dafs man ihn ganz und gar beseitigen und durch guten Boden ersetzen oder sich unabhängig von ihm machen mufste, indem man

---

[116]) Ann. des ponts et chaussées 1875, II. S. 30.

die Quermauern zur Unterstützung der Böschungsbekleidung auf den gewachsenen Boden gründete. Man hat das letztere Mittel gewählt.

Der Berichterstatter meint, dafs man bei Eisenbahnbauten die Rutschungen grofser Dämme wohl herankommen lassen dürfe, wenn für eine vollständig sichere Herstellung dieser Dämme höhere Kosten aufgewendet werden müfsten, als für die Wiederherstellungen bei eintretenden Unfällen; die Rutschungen an Dämmen zum Abschlufs von Staubecken dagegen böten eine so bedenkliche Quelle von Störungen der Schiffahrt und wären wegen der furchtbaren Folgen, welche ein Dammbruch herbeiführen kann, von so ernster Art, dafs man nichts vernachlässigen sollte, um solche Unfälle auszuschliefsen.

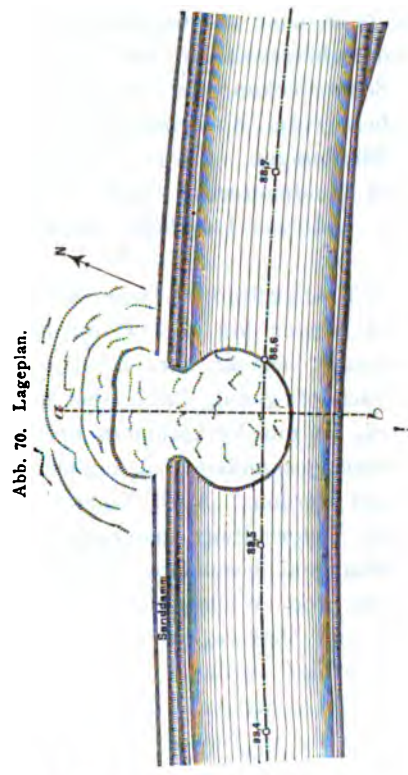


Abb. 70. Lageplan.

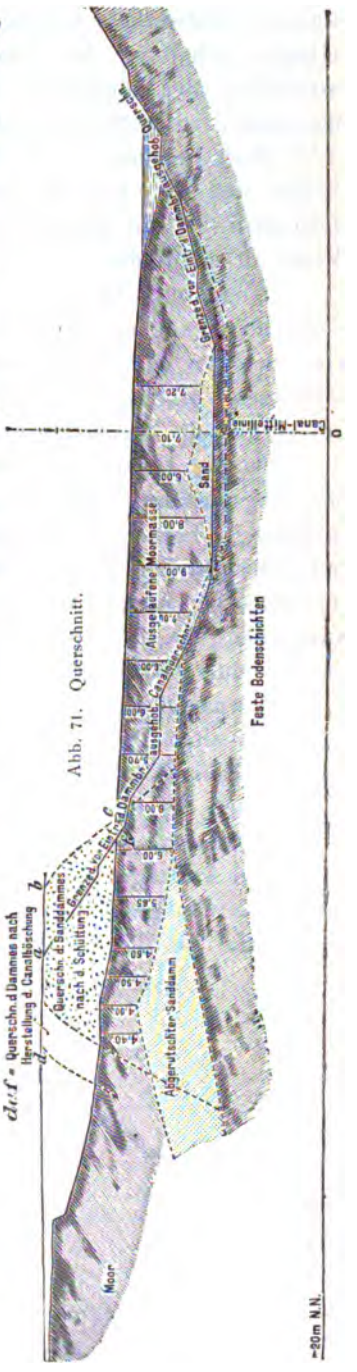


Abb. 71. Querschnitt.

Abb. 70 u. 71. *Dammrutschung im Moor beim Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals.*

14. Dammrutschung beim Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals.[117]) Eine eigenartige Rutschung trat im Jahre 1894 an einer Stelle ein, wo drei Jahre früher zur Befestigung des Kanalufers ein Sanddamm durch das Moor geschüttet worden war (vergl. Abb. 66, S. 272).

Nachdem der Kanalquerschnitt bis 1,5 m über die Sohle ausgehoben und der Wasserspiegel zweimal gesenkt worden war, rutschte plötzlich eine 50 m lange Strecke nicht etwa in den Kanal, sondern nach der entgegengesetzten Seite in das weiche Moor ab (vergl. Abb. 70 u. 71). Durch die entstandene Lücke drang der flüssige Moorboden in den Kanalquerschnitt ein, diesen fast vollständig bis zum Wasserspiegel ausfüllend.

Bei der querschnittmäfsigen Herstellung des oberen Teiles der Kanalböschung war der Teil $abcf$ des Sanddamms von seiner rechten Seite nach der linken bewegt worden, wodurch der Schwerpunkt des Dammes nach links verschoben wurde und der Damm nach dem etwa 1:5 geneigten festen Untergrund nach aufsen abglitt. Die Lücken wurden durch Einkarren von Sandboden wieder geschlossen und die eingedrungene 25000 cbm betragende Bodenmasse wurde in 14 Tagen wieder ausgebaggert.

§ 12. Unterhaltung und Beobachtung gefährdeter Stellen.[118])

In erster Linie empfiehlt sich eine regelmäfsige Beobachtung und Bewachung gefährdeter Stellen, unter Umständen die Einstellung besonderer Wächter. Auch werden zweckmäfsig bei zu befürchtenden Rutsch-

[117]) Vergl. J. Fülscher, Der Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals. Berlin 1898. S. 54.

[118]) Vergl. Schubert, Eisenbahntechnik der Gegenwart, III. 1. Die Unterhaltung der Strecke. S. 1.

ungen die erforderlichen Baustoffe, z. B. Faschinen, Holzschwellen, Steine, in der Nähe in Vorrat gehalten.

Da das Wasser der Hauptförderer aller unbeabsichtigten Bodenbewegungen ist, wird sich eine vorbeugende Unterhaltung als mehr oder weniger gefährdet bekannter Stellen in Erdwerken, besonders in oder aus tonigen Bodenarten, zunächst in ordnungsmäfsiger Abhaltung des Niederschlagswassers und in der sorgfältigen Erhaltung der natürlichen oder künstlichen Schutzdecken, der begrünten oder anderweitig befestigten Böschungen zu erstrecken haben (vergl. dieserhalb Kap. I, §§ 28, 31 u. 32).

Zum Bepflanzen von Böschungen, die ein Abrutschen befürchten lassen, empfehlen sich blaue Luzerne und Waldplatterbse wegen ihrer tiefgehenden Wurzeln. Von Sträuchern ist die Brombeere und von Laubholz die Akazie, für feuchte Stellen die Weide zu empfehlen.

Nicht mit Unrecht weist Tiefenbacher[119]) auf die nur zu häufig zu beobachtende Vernachlässigung der Dammböschungen hin, die oft auf nicht unbedeutende Längen mit Kies, Schotter oder dessen Abraum bedeckt werden. Die natürliche Folge dieses rücksichtslosen Vorgehens, das freilich oft genug durch eine zu schmale Anlage des Planums von vornherein begünstigt wird, ist ein Verkümmern und Absterben der Begrünung.

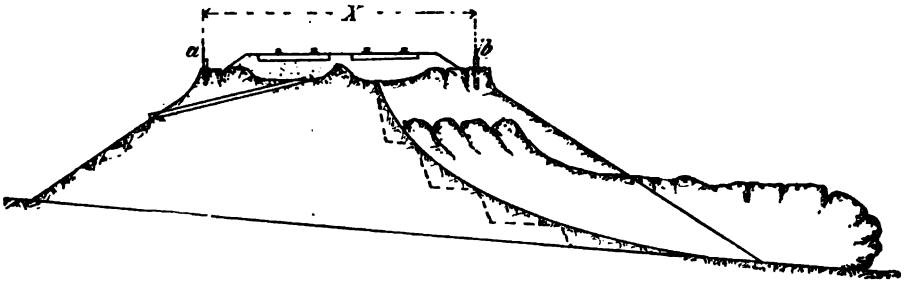
Ist ein Damm den Witterungseinflüssen zugänglich, so können auf diese Weise Böschungsabstürze leicht erzeugt werden. Auch Viehtreiben ist auf den Böschungen unzulässig. Ferner ist die gute Unterhaltung, namentlich Reinhaltung sämtlicher ober- und unterirdischen Wasserableitungen, besonders die Offenhaltung der Ausmündungen unterirdischer Kanäle bei Frost von Wichtigkeit. Ein Austreten von Wasseradern, Ausquellen von feinem Sand oder Quellen, oder ein Versiegen von sonst laufenden Quellen mufs beobachtet und verfolgt werden.

Vernachlässigte Abzugsgräben neben Dammfüfsen gefährden geradezu den Bestand von alten Dämmen, sofern sie zu Bewegungen neigen. In Einschnitten können sie gleichfalls Böschungseinstürze hervorrufen.

Auch auf einen etwaigen Angriff durch das Hochwasser richtet man zweckmäfsig sein Augenmerk, um Auskolkungen zu verhindern und Rutschungen vorzubeugen.

Bei Aufträgen beobachte man, welche Stellen sich dauernd setzen, die bei Eisenbahnen ein häufiges Heben und Stopfen des Gleises erforderlich machen (vergl. § 11, No. 5, S. 279 und No. 12, S. 284).

Abb. 72. *Beobachtung eines in Bewegung befindlichen Tondammes.*[120])



Um zu prüfen, ob die Böschungskanten ausweichen, ob in oder neben der Bettung Längsrisse entstehen, schlägt man nach Abb. 72 Pfähle *a* und *b* an die Böschungskanten und prüft, ob die Lage derselben sich in ihrer Höhe und Entfernung voneinander

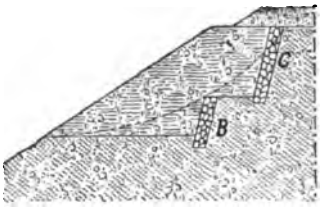
[119]) Vergl. L. E. Tiefenbacher, Die Rutschungen u. s. f. Wien 1880. S. 90.

[120]) Entnommen aus: Eisenbahntechnik der Gegenwart III. 1, S. 6, Fig. 8.

ändert. Auf ein etwaiges Neigen und Reifsen gefährdeter Stützmauern wird man zu achten haben, bei zu beobachtenden Rissen empfiehlt sich ein Anlegen von Zementbändern.

Treten in der Nähe des Planums kleinere Rutschungen ein, wie es im Eisenbahnbetriebe öfters vorkommt, so treppt man nach Abb. 73 die abgerutschten Stellen ab, baut an den Wänden der Stufen die Sickermauern B und C auf und führt sie in geeigneter Weise nach aufsen. Gegebenenfalls können auch Faschinenlagen verwendet werden. Auf diese Weise wird der alte Dammboden entwässert. Die Anschüttung vor den Sickeranlagen wird aus trockenem, möglichst durchlässigem Boden hergestellt. Das von der Rutschung betroffene Gleis wird durch eine kräftige Unterschwellung von Lang- und Querschwellen gesichert.[121])

Abb. 73. *Wiederherstellung einer kleineren Abrutschung.*



Um bei zu befürchtenden oder eingetretenen Rutschungen die Ausdehnung, den Fortschritt und die Richtung der Bewegung zu ermitteln, empfiehlt es sich, ein Netz sich rechtwinkelig durchschneidender Linien über das zu beobachtende Baugelände zu legen, die Schnittpunkte durch Pfähle zu bezeichnen und letztere auch ihrer Höhe nach gegen Festpunkte festzulegen. Aus den späteren Abweichungen der Pfähle von den ursprünglich geraden Netzlinien und aus ihren Veränderungen nach der Höhe lassen sich dann die eingetretenen Bewegungen genau feststellen. Um die ursprüngliche Richtung der Netzlinien immer wieder auffinden zu können, müssen dieselben selbstverständlich über das zu beobachtende Feld hinaus verlängert und durch Richtpunkte auf sicherem Boden festgelegt werden.

Da die Beschaffenheit des Bodens der Einschnitte und der Aufträge für ihre Sicherheit von erheblicher Bedeutung ist, so sollte für jede Strecke einer im Betrieb befindlichen Eisenbahn oder eines anderen Verkehrsweges oder eines sonst bedeutenden Erdwerkes eine bildliche Darstellung der Bodenverhältnisse im Ab- und Auftrag vorhanden sein, bezw. bei jedem Neubau angelegt werden.

Literatur.

I. Geologisches (zu § 2 u. 3).

a) Lehrbücher.

D. Brauns, Die technische Geologie. Halle 1878. S. 154.

v. Richthofen, Führer für Forschungsreisende; Beobachtungen über äufserlich umgestaltende Vorgänge. Berlin 1886. S. 87 u. f.

E. Kayser, Lehrbuch der allgemeinen Geologie. Stuttgart 1893.

Neumayr-Uhlig, Erdgeschichte, 2. Bd. Leipzig und Wien 1895, 1897.

H. Credner, Elemente der Geologie. Leipzig 1902.

F. Toula, Lehrbuch der Geologie. Wien 1902.

Joh. Walther, Vorschule der Geologie. Jena 1905.

[121]) Vergl. auch Schubert, Eisenbahntechnik der Gegenwart, III. 1. Die Unterhaltung der Eisenbahnen, S. 7 u. 9.

b) Einzelwerke und Druckhefte.

E. Bufs u. A. Heim, Der Bergsturz von Elm. Denkschrift. Zürich 1881.

A. Heim, Über Borgstürze. Zürich 1882.

R. Lepsius, Das Mainzer Becken. Darmstadt 1883. S. 84.

W. Ule, Die Mansfelder Seen. Dissertation. Halle a. S. 1888.

H. Schardt, L'effondrement du quai du trait de baye a Montreux. Etude géologique et technique. Lausanne 1893.

F. Toula, Der Bergsturz am Arlberge. Vorträge des Vereins zur Verbreitung naturwissenschaftlicher Kenntnisse. XXXIII. Heft 14. Wien 1893.

F. Toula, Über Erdbeben. Vorträge des Vereins zur Verbreitung naturwissenschaftlicher Kenntnisse, XXXV. Heft 12 (Japan, Kladno, Eisleben). Wien 1895.

F. Toula, Die Katastrophe von Brüx. Vorträge des Vereins zur Verbreitung naturwissenschaftlicher Kenntnisse, XXXVI. Heft 1. Wien 1896.

Storbeck, Die Häuserzerstörungen in Eisleben. Halle a. S. 1897.

Report on the great landslide at Frank, Alta. 1903. Ottawa, government printing bureau 1904.

A. Heim, Über die geologische Voraussicht beim Simplon-Tunnel. Lausanne 1904.

c) Abhandlungen in Zeitschriften.

Pavay, Die geologische Beschaffenheit der rutschenden Gebirgsschichten der Klausenburger-Bánfi-Hunyader Eisenbahn. Verhandlungen der k. k. geolog. Reichsanstalt. Wien 1871.

Th. Fuchs, Über eigentümliche Störungen in den Tertiärbildungen des Wiener Beckens und über eine selbstständige Bewegung loser Terrainmassen. Jahrbuch der k. k. geolog. Reichsanstalt 1872, S. 324.

Goudard, Proc. Civil-Engin. 1875, p. 213.

Vom Bergrutsch bei Caub a. Rh. Deutsche Bauz. 1876, S. 291.

C. J. Wagner, Die geologischen Verhältnisse des Tunnels am Neckarstein. Jahrbuch der k. k. geolog. Reichsanstalt 1879.

E. Reyer, Bewegungen in losen Massen. Jahrbuch der k. k. geolog. Reichsanstalt. Wien 1881. S. 431 und Österr. Zeitschr. f. Berg- u. Hüttenw. 1881.

V. Pollack, Beiträge zur Kenntnis der Bodenbewegungen. Jahrbuch der k. k. geolog. Reichsanstalt. Wien 1882. S. 565.

A. Heim, Der Bergsturz von Elm. Zeitschr. d. deutschen geolog. Gesellschaft 1882.

Felssturz in einem Tunnelvoreinschnitt an der Salzburg-Tiroler Bahn. Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 163.

V. Pollack, Der Bergsturz am Arlberge. Jahrbuch der k. k. geolog. Reichsanstalt. Wien 1892. S. 661. — Verhandlungen derselben Anstalt 1893, S. 49.

W. Ule, Die Katastrophe in Eisleben. Das neue Ausland 1894, S. 181.

A. Heim, Der diluviale Bergsturz von Glärnisch-Guppen. Vierteljahrsschrift der naturforschenden Gesellschaft in Zürich 1895.

Jentzsch, Über Bergstürze im norddeutschen Flachlande. Zeitschr. der deutschen geolog. Gesellschaft in Berlin 1902, S. 196.

Dr. Fliegel, Über einen Bergrutsch zu Godesberg am Rhein. Verhandlungen des naturhistorischen Vereins der preufs. Rheinlande. Bonn 1904. S. 9.

A. Steuer, Exkursionsbericht des oberrheinischen geologischen Vereins. Stuttgart 1904.

A. Pokorny, Die Hochwasserkatastrophe 1903 in Salzburg. — Ufer- und Lehnenrutschung in Gastein. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1905, S. 169.

H. Keller, Kabelbrüche, Meeresströmungen und Erdbewegungen. Zentralbl. d. Bauverw. 1905, S. 278.

II. Allgemeines über Erdrutschungen.

a) Einzelwerke und Druckhefte.

Perdonnet, Traité élémentaire des chemins de fer. Tome I. 3. Aufl. Paris 1865. S. 415 u. f.

Perdonnet et Polonceau, Portefeuille de l'ingenieur des chemins de fer. 2. Aufl. Paris 1866. S. 128 ff.

M. C. Conche, Voie, Materiel roulant et exploitation technique des chemins de fer. Tome 1. Paris 1867, Kap. XII.

Goschler, Traité pratique de l'entretion et de l'exploitation des chemins de fer. I. 2. Aufl. Paris 1870.

Henz-Streckert, Praktische Anleitung zum Erdbau. Die Abrutschungen in Einschnitten und die Auftragsabrutschungen. Berlin 1874. Kap. VII u. VIII, S. 126 u. 157.

Lorenz, Entwässerungs- und Bauarbeiten bei Eisenbahnbauten im Rutschterrain. Zürich 1876.
W. Heyne, Der Erdbau. Wien 1876. IV. Abschnitt, S. 309 u. 845 u. f.
E. Winkler, Vorträge über Eisenbahnbau. Heft 5. Der Unterbau. 3. Aufl. Prag 1877.
L. Tiefenbacher, Die Rutschungen, ihre Ursachen, Wirkungen und Behebungen. Wien 1880.
A. v. Kaven, Die Rutschungen und Beschädigungen der Böschungen der Erdbauten bei Eisenbahnen und Strafsen und die zur Sicherung und Reparatur angewendeten Mittel. Wiesbaden 1883.
A. Flamache et A. Huberti, Traité d'exploitation des chemins de fer. I. La Route, II. A. Terrassements S. 29—37. Bruxelles 1885.
G. Crugnola, Die Movimenti di terra. Kap. VIII, Lavori di consolidamento della trincee e dei rilevati. Torino 1891.
Handbuch für Baukunde. Berlin 1892. Erdarbeiten, bearb. von Barkhausen V. S. 68, Rutschungen.
L. Sodano, Consolidamento dei terreni franosi. Torino 1896.
O. Soulavy und C. Schmidt, Über Eisenbahnbauten im Rutschterrain. Sonderabdruck aus der Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. Wien 1898.
F. Tschertou, Der Eisenbahnbau. Wiesbaden 1899. II. Kap. Erdwerke. Rekonstruktion der Erdwerke S. 273 u. f.
Costruzione ed esercizio delle strade ferrate e delle tramvie. Costruzione della sede stradale per V. Baggi. Torino 1903. Cap. II, S. 120 und Cap. III, S. 139. Opere di consolidamento dei terreni franosi.
L. v. Willmann, Der Erdbau, im „Lehrbuch des Tiefbaues" herausgegeben von K. Esselborn. Leipzig 1904, Kap. I, S. 58, Die Erdrutschungen.
Birk, Der Wegebau. I. Erdbau und Strafsenbau. IV. S. 55. Schutzanlagen gegen Rutschungen. Leipzig u. Wien 1904.
Birk, Die Praxis des Bau- und Erhaltungsdienstes der Eisenbahnen. Der Unterbau. Halle a. S. 1905, S. 19 u. 43.
O. Lueger, Lexikon der gesamten Technik. Stuttgart, 1. Aufl. Bd. III, S. 123. (2. Aufl. vom Bd. II ist 1905 erschienen.)

b) Abhandlungen in Zeitschriften.

Ch. Hutton-Gregory, Über Erdeinstürze bei Eisenbahnbauten. Allg. Bauz. 1845, S. 242—260.
Eickemeyer, Die Anwendung der Drainage gegen Erdrutschungen an Eisenbahnböschungen. Eisenbahnzeitg. 1853. — Polyt. Zentralbl. 1854.
F. Plefsner, Über ausgeführte Entwässerungen und Meliorationen bei Eisenbahnen. Organ f. d. Fortschr. des Eisenbahnw. 1854, S. 68.
M. R. Bruère, Befestigung bei Böschungen an Strafsen, Kanälen und Eisenbahnen. Allg. Bauz. 1866, S. 247 u. 394.
Bolte, Die Rutschungen an der Bebra-Hanauer Eisenbahn. Zeitschr. f. Bauw. 1871, S. 69. — Deutsche Bauz. 1871, S. 88.
G. Gerstel, Über Entwässerungsanlagen im Lehmgebirge. Allg. Bauz. 1874, S. 1.
Lorenz, Entwässerungs- und Bauarbeiten auf der Strecke Schäfsburg-Kronstadt der ungarischen Ostbahn. Allg. Bauz. Wien 1875.
Comoy, Notice sur divers travaux de consolidation de terrains éboulés. Ann. des ponts et chaussées 1875, S. 8.
Ballif, Ein Versuch zur Bestimmung des Reibungskoeffizienten von Lehm auf Tegelschichten. Wochenschr. des österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1876, S. 289.
Rutschungen während des Baues der Bötzberg-Bahn. Eisenbahn, Zürich 1876, S. 96.
R. Lefebvre, Memoire sur la consolidation des terres et sur les accidents dans les terrains argileux. Ann. des ponts et chaussées 1878 II. S. 390.
Früh, Über den Bau der Moselbahn. Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1883, S. 63. — Kunstbauten der Moselbahn (Viadukt an der Pündericher Bergwand). Zeitschr. f. Bauw. 1884, S. 141.
S. Fogowitz, Die Entwässerungsarbeiten auf der Strecke Landeck-Pians der Arlberg-Bahn. Wochenschr. des österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, S. 43.
Bassel, Erdrutschungen auf den sizilianischen Eisenbahnen. Zentralbl. d. Bauverw. 1884, S. 428 u. 440.
Lehwald, Die Rutschungen auf der Teilstrecke Treysa-Malsfeld (Nordhausen-Wetzlar) im Zuge der Berlin-Coblenzer Eisenbahn. Zeitschr. f. Bauw. 1885, S. 209.
Consolidation des terrains ébouleux per morses. Ann. des travaux publics 1885, S. 1323.
W. Cauer, Bauausführungen der italienischen Eisenbahnen. Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 150.
Sigle, Schutzmittel gegen Rutschungen auf der Unterwesterwaldbahn. Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 106.
Keller, Vorkehrungen gegen Rutschungen und Wildwässer in Sizilien. Zentralbl. d. Bauverw. 1892, S. 217.
M. Bonnet, Note sur la construction de la ligne d'Argenteuil à Mantes. § 2 Consolidations, assainissements u. s. f. Revue générale des chemins de fer. Paris 1898, II. S. 298.
Houselle, Bericht über die Vorarbeiten und Bauausführungen der italienischen Mittelmeer-Eisenbahn-Gesellschaft 1885—1897. Deutsche Bauz. 1903, S. 6.

Rutschungen bei Neuhausen an der Eisenbahn Thalweil-Zug. Schweiz. Bauz. 1898, Bd. 32, S. 16.

M. Descubes, Note sur la construction de la ligne de Toul à Pont St. Vincent. Revue générale des chemins de fer I. 1901. Chap. I, § 2 Configuration et nature géologique du terrain, S. 442. Chap. IV. Assainissements S. 521 u. f.

Landslides and irrigations. Engng. news Bd. XLIX, 1903, S. 32.

III. Einschnittrutschungen (zu § 5 bis 7).

a) Einzelwerke und Druckhefte.

F. Rziha, Lehrbuch der gesamten Tunnelbaukunst. Berlin 1872. II. Bd. V. Abschn. S. 278 und VII. Abschn. Die Brüche bei Tunnelbauten. S. 372 u. f.

b) Abhandlungen in Zeitschriften.

E. F., Die Rutschungen im Einschnitte am Osterberge bei Münden in der Hannover-Altenbekener Eisenbahn. Deutsche Bauz. 1873, S. 107.

Osthoff, Beitrag zum Erdbau. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1873, S. 299.

Wolf, Die Rutschungen am Kahlenberg-Gehänge längs der Donau. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1876, S. 149.

C. Schmid, Rutschung an der Nordhalde der Appenzeller Schmalspurbahn. Die Eisenbahn 1877, VII. S. 49.

Fein, Der Bau des Sickerschlitzes bei Lokvica (Eisenbahn Karlstadt-Fiume). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 59.

Rutschung am Voreinschnitt des Tunnels bei Altenburg auf der sächsischen Staatsbahn im Jahre 1878. Jahrbuch d. sächsischen Ing.- u. Arch.-Ver. 1882, S. 12. — Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1884, S. 143.

Rutschungen an der Bahn Bebra-Göttingen. Zentralbl. d. Bauverw. 1883, S. 37.

Die Erdarbeiten und Entwässerungsanlagen beim Bau der Eisenbahn von Busigny nach Hirson. Ann. des ponts et chaussées 1883, II. S. 357. — Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, S. 15.

Rutschung eines Berghanges auf der Linie von Bellegard nach Genf. Schweiz. Bauz. 1883, I. S. 59; 1885, I. S. 14.

A. Hauet, Le chemin de fer de grande ceinture de Paris. Travaux d'assainissements. Revue générale des chemins de fer 1885, II. S. 141.

Trockenlegung der Einschnittböschungen mittels Drainröhren. Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 58.

M. Lamothe, Rutschungen der Linie Marvejols-Neussargues. Ann. des ponts et chaussées 1890, II. S. 231. — Nouv. ann. de la constr. 1891 VIII. S. 57.

A. P. Cartault, Note sur les glissements des terrains dans les tranchées argileuses de la ligne de Paris à Lyon entre Brunoy et Bois le Roi. Paris 1894.

R. Moser, Rutschungen bei Rapperswyl. Schweiz. Bauz. 1894, II. S. 42.

Befestigungsarbeiten in Bahneinschnitten. Zentralbl. d. Bauverw. 1894, S. 408.

Krekeler, Befestigungsarbeiten in rutschenden Bahneinschnitten. Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 156.

Frahm, Eisenbahnbauten der Orleansbahn in und bei Paris. Zeitschr. f. Bauw. 1899, S. 581. — Revue générale des chemins de fer 1895, I. S. 311.

Frahm, Die Eisenbahn Argenteuil-Mantes. Zeitschr. f. Bauw. 1900, S. 93. — Revue générale des chemins de fer 1893, II. S. 298.

Oberschulte, Das Gifhorner Moor und die Ausführung der Nebenbahn Ülzen-Triangel. Zeitschr. f. Bauw. 1900, S. 79, mit Abb.

Fr. Lüdecke, Der Einschnitt bei Grünenthal am Kaiser Wilhelm-Kanal. Zeitschr. f. Arch.- u. Ing.-W. 1905, S. 19.

IV. Dammrutschungen (zu § 8 bis 11).

a) Einzelwerke und Druckhefte.

Bericht und Experten-Gutachten über die 1875 in Horgen vorgekommenen Rutschungen. Zürich 1876, zugleich in der „Eisenbahn“ 18. Heft, S. 177, 191. — Deutsche Bauz. 1875, S. 411.

J. Fülscher, Der Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals. Erweiterter und vermehrter Sonderabdruck aus der Zeitschrift für Bauwesen 1896. Berlin 1898/99 I. S. 34 u. f.

b) Abhandlungen in Zeitschriften.

F. Plefsner, Reisenotizen von der k. k. österr. südlichen Staatseisenbahn (Laibacher Moor). Zeitschr. f. Bauw. 1853, S. 549.

Croizette-Desnoyer, Über die Errichtung der Brückenbauten im schlammigen Grunde. Allg. Bauz. 1865, S. 436. — Ann. des ponts et chaussées 1864, I. S. 273. — Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 349. — A. Goering, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 271.

A. v. Kaven, Rutschung des Dammes im Aachener Walde bei Ronheide. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1882, S. 145.

F. Hottenroth, Entwässerungs- und Befestigungsarbeiten an der Eisenbahn von Wiesbaden nach Niedernhausen (Hessische Ludwigsbahn). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1883, S. 509.

Dammrutschungen der Märkisch-Posener Bahn (Frankfurt a. O.-Reppen). Zentralbl. d. Bauverw. 1883, S. 358.

Erdbewegungen am Zuger See. Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 280, 285, 308.

Bräuler, Sicherung eines Eisenbahndammes durch Entwässerungsstollen. Zentralbl. d. Bauverw. 1890, S. 60.

v. Borries, Erhöhung des Bahndammes zwischen Hamburg und Bergedorf. Zeitschr. f. Bauw. 1891, S. 525.

Baensch, Vom Bau des Nord-Ostsee-Kanals. Die Durchbauung der Moore. Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 193.

Völker, Bau der Strecke der Kinzigbahn zwischen Alpirsbach und Schiltach. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover, 1893, S. 433.

The railway landslide at Cleveland. Engineering Record, Bd. XLIII, 1903, S. 581, 584 (Uferrutschung).

(Zu § 12) Die Eisenbahn-Technik der Gegenwart. Unterhaltung und Betrieb der Eisenbahnen. I. S. 4 u. f. Wiesbaden 1901.

III. Kapitel.

Stütz- und Futtermauern.

Bearbeitet von

E. Häseler,

Geh. Hofrat, Professor an der Technischen Hochschule in Braunschweig.

(Mit Tafel IX bis XII und 85 Textabbildungen.)

Abschnitt I.

Erddruck nach der Lehre vom Erdprisma des gröfsten Druckes.

§ 1. Allgemeines. Zur Ermittelung der Gröfse des Erddruckes auf eine Stützwand hat man sich bisher zweier verschiedener Verfahren bedient. Nach dem einen nimmt man an, dafs sich bei einem Nachgeben der Wand von der gestützten Erdmasse ein Prisma löst, welches in der Trennungsfläche (der Gleitfläche) von einer Ebene begrenzt ist; nach dem anderen stellt man für ein Erdelement im Innern der Erdmasse die Gleichgewichtsbedingungen auf und ermittelt aus diesen den Beitrag, welchen das gegebene Element zum gesuchten Erddruck liefert. Letzteren findet man durch Zusammenzählung aller der Einzeldrücke.

Das erste, unter dem Namen der „Lehre vom Erdprisma des gröfsten Druckes“ bekannte Verfahren wird jetzt fast allgemein in dem Falle angewendet, wenn die Stützwand und die Oberfläche des gestützten Erdkörpers rechtwinkelig zur Bildebene stehen. Es hat den Vorteil grofser Einfachheit selbst dann, wenn die Begrenzungslinie des Geländes eine beliebig gebrochene oder gekrümmte ist und läfst die Voraussetzung zu, dafs der Erddruck, wie es der Wirklichkeit am meisten entsprechen dürfte, stets unter dem Reibungswinkel auf die gedrückte Wandfläche wirkt. Dagegen trägt dasselbe, wie Mohr in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1871, S. 344 bis 346 nachgewiesen, in sich den grundsätzlichen Widerspruch, dafs sich die drei Kräfte, welche das Erdprisma vom gröfsten Drucke im Gleichgewicht halten müssen, nämlich das Gewicht des Prismas, der Gegendruck der Stützwand und der Druck in der Gleitfläche, im allgemeinen nicht in einem Punkte schneiden.

Dieser Widerspruch läfst sich aber beseitigen, wenn man die Gleitfläche nicht als eben, sondern als flach gekrümmt in der Weise annimmt, dafs der Rauminhalt des Prismas unverändert bleibt; hierdurch kommt man auch der Wirklichkeit näher, indem die Gleitfläche im allgemeinen keine Ebene ist.

Das zweite Verfahren anlangend, so ist dasselbe in neuerer Zeit begründet und zwar von Rankine, Scheffler, Winkler u. a. Man bezeichnet dasselbe als „Lehre

vom Erddruck im unbegrenzten Erdkörper“ und nimmt bei der Anwendung auf Wandflächen, welche Erdkörper stützen, an, dafs der Erddruck auf die Wand ebenso wirkt, wie auf den Erdkörper, welchen die Wand ersetzen soll. Die Richtung des Erddruckes auf die Wandfläche ergibt sich in diesem Falle nur dann als unter dem Reibungswinkel wirkend, wenn die Stützwand mit einer sogenannten Gleitfläche zusammenfällt, d. h. mit einer Fläche im Erdkörper, in welcher der Grenzzustand des Gleichgewichtes vorhanden ist.

Hält man an der Voraussetzung fest, dafs der Erddruck zur gedrückten Wandfläche stets unter dem Reibungswinkel wirken müsse, so ist die Anwendbarkeit der neueren Anschauung eine sehr beschränkte. Dazu kommt noch, dafs sich derselben aufserordentliche mathematische Schwierigkeiten entgegenstellen, wenn der gestützte Erdkörper durch eine beliebig gebrochene oder gekrümmte Fläche begrenzt ist. Ganz unbrauchbar sind die Ergebnisse, wenn die Stützwand eine solche Neigung hat, dafs die Gerade, welche gemäfs jener Auffassung die Richtung der gröfsten Normalpressung gegen den Fufspunkt der Wandfläche angibt, aufserhalb des gestützten Erdkörpers liegt (Abb. 1).

Steht hiernach die neuere Ansicht gegen die ältere in manchen Punkten zurück, so läfst sie sich doch auf einzelne, für die Praxis wichtige Fälle anwenden, in welchen die Lehre vom Erdprisma des gröfsten Druckes nur höchst annähernd richtige Ergebnisse liefert, z. B. auf den Fall, in welchem ein Damm von trapezförmigem Querschnitte und geradliniger Längenachse durch eine Wand begrenzt ist, die nicht parallel zu seiner Achse liegt. Letztere Lage der Stützwand kommt bei Brückenflügeln vor, deren Hinterflächen nicht parallel zur Achse des sich an die Brücke schliefsenden Dammes liegen, also bei den sogenannten schrägen Flügeln.

Im nachfolgenden soll der Erddruck nach beiden Auffassungen kurz abgeleitet und dabei auf die Lehre vom Erdprisma des gröfsten Druckes näher eingegangen werden, indem diese die für die Praxis wichtigere ist. Was die Art der Ableitung anlangt, so führt der rechnerische Weg schon bei verhältnismäfsig einfachen Aufgaben zu verwickelten Formeln, während sich das zeichnerische Verfahren stets einfach und leicht prüfbar gestaltet. Wir wollen daher das Rechnungsverfahren nur in den Grundzügen erörtern und die notwendigen Formeln geben, das zeichnerische dagegen genauer verfolgen.

Abb. 1.

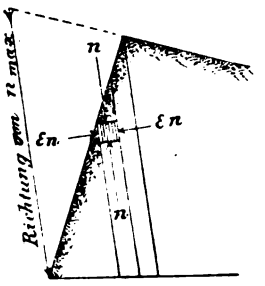


Abb. 2.

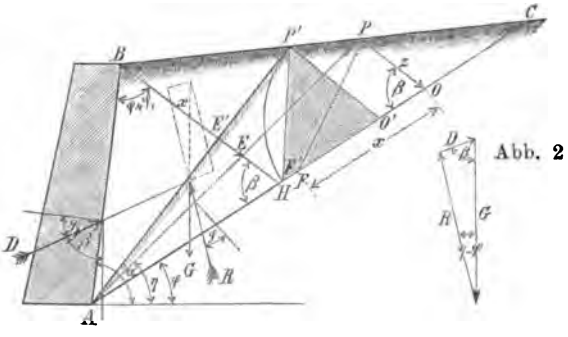
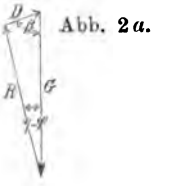


Abb. 2a.



§ 2. Erddruck bei ebener Stützwand und Oberfläche des gestützten Erdkörpers. Die Erdmasse sei seitlich durch die Wand AB (Abb. 2) und in der Oberfläche durch die Gerade BC abgegrenzt und habe die Länge Eins, rechtwinkelig zur Bildebene gemessen. Das Gewicht derselben betrage γ **kg** für 1 **cbm**; ferner sei ihr natürlicher Böschungswinkel $= \varphi$ und der Reibungswinkel an der Stützwand $= \varphi_1$.

Schneidet man von der Erdmasse durch eine Ebene AP, deren Neigungswinkel η mit der Wagerechten gröfser als φ ist, einen Keil APB ab, so hat dieser bei einem Nachgeben der Wand das Bestreben, zwischen den beiden Ebenen AB und AP zu rutschen und wird letztere Bewegung tatsächlich ausführen, wenn sein Eigengewicht die an den Begrenzungsflächen auftretenden Reibungswiderstände und die Kohäsion auf der Schnittfläche AP überwinden kann.

Sind nun D und R die Kräfte, welche die Wand AB und die Schnittfläche AP auf den Keil im Grenzzustande des Gleichgewichtes ausüben, so schliefst D mit dem Lote zur Wandfläche den Reibungswinkel φ_1 ein und R mit dem Lote zu AP einen Winkel, der um so mehr von φ abweicht, je gröfser die Kohäsion der Erde ist. Letztere hat indessen für frisch aufgelockerte Erde, wie sie bei der Hinterfüllung von Stützmauern benutzt wird, nur einen kleinen Wert und ist aufserdem von zufälligen Umständen, wie dem Feuchtigkeitsgrade und der Temperatur der Erde, abhängig; auch ist noch nicht festgestellt, ob die Reibung und Kohäsion gleichzeitig zur Wirkung gelangen, oder ob nicht vielmehr die Reibung erst nach Überwindung der Kohäsion in Tätigkeit tritt. Wir wollen daher bei all unseren Erddruckuntersuchungen die Kohäsion aus Sicherheitsrücksichten vernachlässigen und demgemäfs hier annehmen, dafs der Druck R mit dem Lote auf AP den Reibungswinkel φ der Erde einschliefse.

Ist noch G das Eigengewicht des Erdprismas ABP, so läfst sich nunmehr das Kräfteeck (Abb. 2 *a*) aus den Kräften D, R, G, welche sich im Gleichgewichte halten müssen, zeichnen. Die Winkel anlangend, welche die Kräfte D und R mit dem Gewichte G bilden, so ist D gemäfs Abb. 2 zur Senkrechten unter dem Winkel β geneigt, mithin auch zu G; der Gegendruck R schliefst dagegen mit G, wie leicht zu finden, den Winkel $\eta - \varphi$ ein.

Zieht man nun AC unter dem natürlichen Böschungswinkel φ zur Wagerechten und von P die Gerade PO unter dem β zu AC, so ist das Dreieck APO dem Kräftedreieck Abb. 2 *a* ähnlich und kann mithin zur Darstellung der Kräfte D, R und G benutzt werden. Es entspricht die Seite AO dem Gewichte G, die Seite PO dem Erddrucke D und die Seite AP dem Drucke R; ferner ergibt sich:

$$\frac{D}{G} = \frac{PO}{AO}; \quad D = \frac{PO}{AO} \cdot G.$$

Für das Eigengewicht G läfst sich in letzterer Gleichung, wenn man $BE \parallel PO$ zieht, setzen: $G = \gamma \cdot \frac{AP \cdot BE \cdot \sin BEA}{2} = \gamma \cdot \frac{AP \cdot BE \cdot \sin(\beta + \eta - \varphi)}{2}$,

mithin $$D = \gamma \cdot \frac{PO \cdot BE \cdot AP}{2 \cdot AO} \sin(\beta + \eta - \varphi)$$

oder, da $$\frac{AP}{AO} = \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \eta - \varphi)}$$

$$D = \frac{\gamma \sin\beta}{2} \cdot PO \cdot BE.$$

Bezeichnet man PO mit z, BE mit x, so kann man auch schreiben

$$D = \frac{\gamma \sin\beta}{2} z \cdot x \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 1.$$

Letzterer Ausdruck läfst sich leicht durch Zeichnung finden. Trägt man nämlich auf AC von O aus die Länge $OF = x$ ab, so hat das $\Delta\, POF$ den Flächeninhalt $\frac{x \cdot z \sin\beta}{2}$ und es wird daher der Erddruck D, welchen das Erdprisma APB auf die Wand AB ausübt, durch ein gerades dreiseitiges Erdprisma dargestellt, dessen Grundfläche das Dreieck POF und dessen Höhe gleich Eins ist.

Von all den Werten, welche D zufolge der Gleichung 1 annehmen kann, kommt für die Wand AB der in Frage, welcher dem Gröfstwerte der Funktion entspricht. Derselbe tritt, wie eine einfache Rechnung zeigt, für $x = z$ ein und ergibt sich daher für den Druck, welchen die gestützte Erdmasse auf die Wand AB ausübt:

$$D = \frac{\gamma \sin\beta}{2} \cdot z^2 \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 2.$$

Das Erdprisma, welches im vorstehenden Falle D darstellt, hat als Grundfläche ein gleichschenkeliges Dreieck $P'O'F'$, dessen Seiten $P'O'$ und $O'F'$ einander gleich sind. Vorstehendes Verfahren zur Ermittelung des Erddruckes wurde zuerst von Rebhann angegeben.

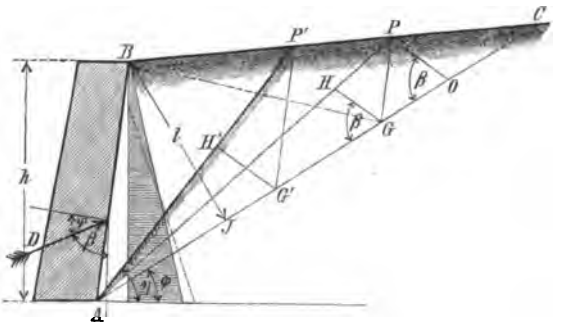
Die Schnittfläche AP', welche das „Erdprisma vom gröfsten Drucke" ABP' abtrennt, heifst Bruchfuge oder Gleitfläche, indem angenommen werden kann, dafs sich beim Nachgeben der Wand von der gestützten Erdmasse ein Prisma löst, welches diese Fläche zur Trennungsfläche hat und auf derselben im Augenblicke der Störung des Gleichgewichtes gleitet.

Bezüglich der Lage der Bruchfuge ergibt sich aus Abb. 2 die Beziehung, dafs die Dreiecke ABP' und $AP'O'$ flächengleich sind, indem sie dieselbe Grundlinie AP' und die Höhe $BE' \cdot \sin(\beta + \eta_1 - \varphi) = O'P' \sin(\beta + \eta_1 - \varphi)$ haben. Die Bruchfuge halbiert also den Erdkörper $ABP'O'$.

Den Erddruck kann man auch in der Weise ermitteln, dafs man von der Oberkante P der beliebigen Schnittfläche AP die Gerade $PG \parallel AB$ zieht (Abb. 3) und in G die Gerade HG unter dem Winkel β zu AC anträgt. Es ist alsdann $\Delta AGH \sim APO$ und demgemäfs:

$$\frac{D}{G} = \frac{HG}{AG}; \quad D = \frac{HG}{AG} \cdot G.$$

Abb. 3.



Ferner hat man $\Delta ABP = \Delta ABG$ und, wenn man von B auf die natürliche Böschung AC das Lot $BJ = l$ fällt:

$$G = \gamma \cdot \Delta ABP = \gamma \cdot \frac{AG \cdot l}{2}.$$

Für D erscheint sonach

$$D = \gamma \cdot \frac{HG \cdot l}{2} \quad \ldots \ldots \quad 3.$$

Hiernach kann man den Erddruck D durch ein gerades Prisma darstellen, dessen Höhe gleich Eins und dessen Grundfläche ein Dreieck der Grundlinie HG und Höhe l ist. Für den Gröfstwert von D nimmt letztere Grundlinie den der Bruchfuge AP' entsprechenden Wert $H'G'$ an. Das zugehörige Dreieck hat die Fläche $\frac{H'G' \cdot l}{2}$ und ist flächengleich dem $\Delta P'O'F'$ in Abb. 2. Verwandelt man dasselbe in ein flächengleiches Dreieck der Wandhöhe h, so ergibt sich das sogenannte Druckdreieck, welches, wie später nachgewiesen werden wird, die Verteilung des Erddruckes über die Wandfläche AB darstellt.

§ 3. Ermittelung der Bruchfuge bei ebener Wand und Oberfläche des gestützten Erdkörpers. Der Erdkörper sei in seiner Oberfläche durch die Ebene BC (Abb. 4) und seitlich durch die Wandfläche AB begrenzt. Die Bruchfuge habe die Lage AG und werde angenommen, dafs der Erddruck mit dem Lote zur Wandfläche den

Reibungswinkel φ_1 und mit der Senkrechten den Winkel β bilde. Endlich gebe AC den natürlichen Böschungswinkel der Erde $= \varphi$ an.

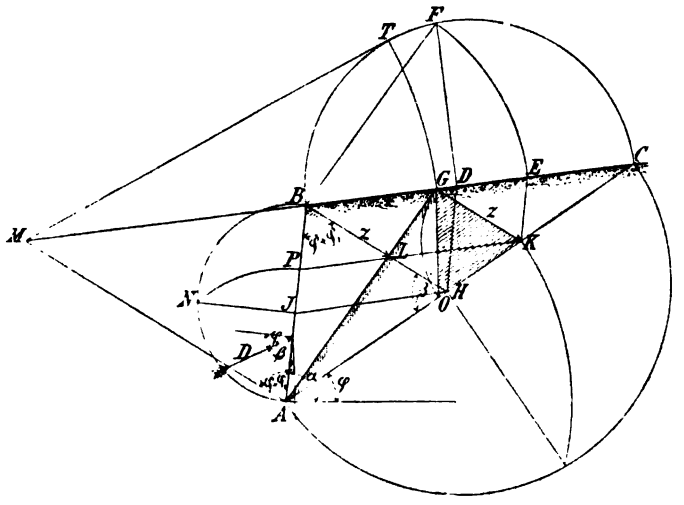
Zieht man von B aus die Gerade BH unter dem Winkel β zu AC oder, was dasselbe ist, unter dem Winkel $\varphi + \varphi_1$ zur Wandfläche AB, so hat man in BH die sogenannte Stellungslinie. Legt man zu dieser durch die Oberkante G der Bruchfuge die Parallele GK, so ist nach dem vorigen Paragraphen

$$GK = BL = z$$

und

$$\Delta ABG = \Delta AGK.$$

Abb. 4.



Legt man nun noch durch die Punkte H und K die Geraden HD und $KE \parallel AB$, so folgt:

$$\frac{BE}{BD} = \frac{AK}{AH} = \frac{GK}{BH - GK}$$

oder, weil

$$BH = GK \cdot \frac{BC}{GC},$$

$$\frac{BE}{BD} = \frac{GK}{GK \cdot \frac{BC}{GC} - GK} = \frac{GC}{BG} = \frac{CK}{HK} = \frac{CE}{ED}.$$

Aus letzteren Gleichungen ergibt sich:

$$\frac{\begin{array}{l} GC \cdot ED = BG \cdot CE \\ GC \cdot BD = BG \cdot BE \end{array}}{GC(ED + BD) = BG(CE + BE)} \quad \text{oder} \quad \frac{GC}{BG} = \frac{BC}{BE} = \frac{BE}{BD}.$$

Die Gerade BE ist demnach die mittlere Proportionale zwischen BD und BC; ferner ist die Gerade AK die mittlere Proportionale zwischen AH und AC. Hiernach hat man, um die Bruchfuge festzulegen, folgende Zeichnungsverfahren:

Verfahren 1. Man zieht AC unter dem natürlichen Böschungswinkel φ zur Wagerechten, zieht die Stellungslinie BH unter dem Winkel $\varphi + \varphi_1$ zur Wandfläche AB und legt $HD \parallel AB$. Über BC als Durchmesser beschreibt man nun einen Halbkreis, errichtet in D die Ordinate DF und schlägt von B aus die Länge BF auf BC nieder, so dafs $BE = BF$. Die Gerade BE ist dann die mittlere Proportionale zwischen BD und BC. Zieht man endlich $EK \parallel AB$ und $GK \parallel BH$, so bestimmt der Punkt G die Oberkante der Bruchfuge.

Der Erddruck auf die Wand AB würde im vorliegenden Falle durch die Gleichung bestimmt sein: $D = \frac{\gamma \sin \beta}{2} \cdot GK^2 = \gamma \cdot \Delta GKO$,

worin $GK = KO$ ist.

Verfahren 2. Wenn der Punkt C von B weit absteht, würde die vorstehende Ausmittelung zu Unbequemlichkeiten führen. Man zieht in diesem Falle nach Festlegung der Stellungslinie BH die Parallele HJ zur Oberfläche BC des Erdkörpers. Bestimmt man nun nach dem vorhin angegebenen Verfahren die mittlere Proportionale zwischen AJ und AB, zieht $PK \parallel BC$ und $KG \parallel BH$, so ist AG die gesuchte Bruchfuge.

Anstatt den Punkt K, wie eben gezeigt, zu finden, kann man denselben auch dadurch festlegen, dafs man die mittlere Proportionale AK zwischen AH und AC bestimmt. Die entsprechenden Ausmittelungen sind in Abb. 4 unter der Linie AC vorgenommen.

Wenn die Oberfläche des Erdkörpers unter dem natürlichen Böschungswinkel verläuft, so fallen die Punkte C und G in die Unendlichkeit und verläuft die Bruchfuge demgemäfs parallel zum Gelände BC.

Der entsprechende Erddruck hat die Gröfse

$$D = \frac{\gamma \sin \beta}{2} \cdot BH^2$$

oder, wenn man $\varphi_1 = \varphi$ setzt:

$$D = \frac{\gamma \sin(\alpha + \varphi)}{2} BH^2.$$

Führt man in letztere Gleichung die Höhe h der Wand AB ein, so nimmt sie die Form an:

$$D = \frac{\gamma h^2}{2} \cdot \frac{\sin^2(\alpha - \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha + \varphi)} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 4.$$

Bei senkrecht stehender Wand hat hiernach D den Wert, da alsdann $\sphericalangle \alpha = 90°$:

$$D = \frac{\gamma h^2}{2} \cdot \cos \varphi \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 5.$$

Verfahren 3. Trägt man im Fufspunkte der Wandfläche AB (Abb. 4) die Gerade AM unter dem Winkel $\varphi + \varphi_1$ an und verlängert die Geländelinie BC bis zum Schnitt mit dieser Geraden, so verhält sich

$$\frac{MB}{MG} = \frac{AH}{AK} = \frac{BD}{BE}.$$

Da nun

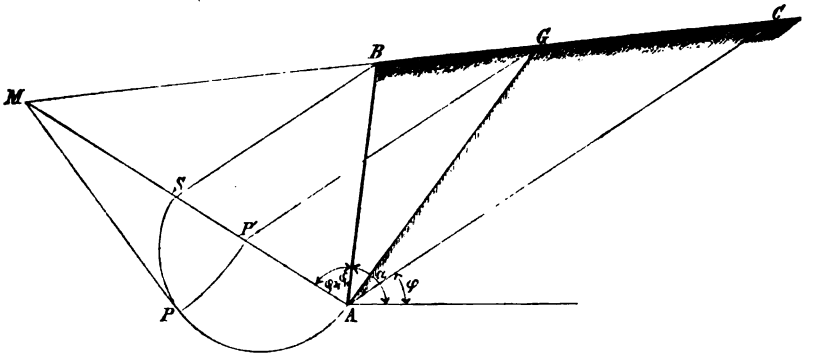
$$\frac{BD}{BE} = \frac{BE}{BC} = \frac{AK}{AC} = \frac{MG}{MC},$$

so folgt

$$\frac{MB}{MG} = \frac{MG}{MC}.$$

Die Linie MG ist mithin die mittlere Proportionale zwischen MB und MC. Letztere ist gleich der Länge der Berührungsgeraden MT, welche man von M aus an den über BC beschriebenen Halbkreis ziehen kann, also $MT = MG$. Man braucht daher diese Berührungsgerade nur um M auf MC niederzuschlagen, um die Oberkante G der Bruchfuge festzulegen.

Abb. 5.



Verfahren 4. Im Falle der Punkt C über die Bildebene hinaus fällt, ist das vorstehende Verfahren nicht mehr anwendbar. Man zieht alsdann BS (Abb. 5) parallel zur natürlichen Böschung AC, beschreibt über AS als Durchmesser einen Halbkreis

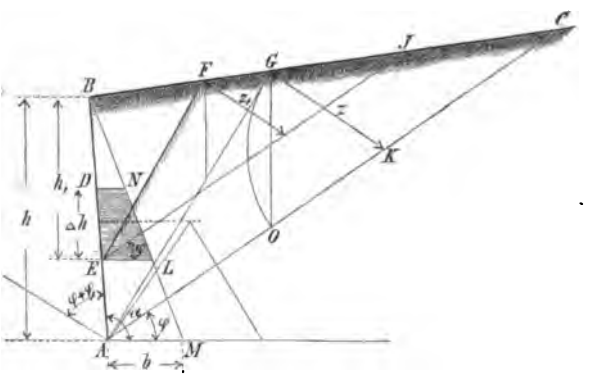
und legt an diesen von M aus die Berührungsgerade MP. Letztere klappt man um M auf AM nieder, so dafs $MP = MP'$, zieht aus P' die Parallele $P'G$ zu AC und hat nun in G die gesuchte Oberkante der Bruchfuge.

Die im Vorstehenden unter 1. bis 4. besprochenen Verfahrungsarten zur Bestimmung der Bruchfuge sind auf Taf. IX, Abb. 1 u. 2 an einigen Beispielen durchgeführt.

§ 4. Verteilung des Erddruckes über die Wandfläche.

1. Wand und Gelände sind eben. Zur Lösung dieser Aufgabe wollen wir die für die Wand AB (Abb. 6) und einen beliebigen Teil BD derselben in Frage kommenden Druckdreiecke miteinander vergleichen und berechnen, wie der auf die Quadrateinheit zurückgeführte Erddruck nach der Tiefe unter der Geländeoberfläche zunimmt.

Abb. 6.



Es sei im Querschnitt ABC des Erdkörpers das den Erddruck auf die Wand AB messende Dreieck GKO gemäfs § 3, 1. gezeichnet, so dafs also

$$D = \gamma \cdot \Delta GKO = \frac{\gamma \sin\beta}{2} GK^2,$$

oder, wenn $GK = z$ gesetzt wird,

$$D = \frac{\gamma \sin\beta}{2} z^2.$$

Dasselbe Verfahren liefere für das Wandstück BE den Erddruck

$$D_1 = \frac{\gamma \sin\beta}{2} z_1^2, \quad \text{mithin} \quad \frac{D_1}{D} = \frac{z_1^2}{z^2}.$$

Nun liegt, wie leicht zu erweisen, die Bruchfuge EF des Erdkörpers BEJ parallel zur Bruchfuge AG der ganzen Erdmasse und verhält sich daher

$$\frac{z_1}{z} = \frac{h_1}{h} \text{ und demnach } \frac{D_1}{D} = \frac{h_1^2}{h^2}; \text{ daher } D_1 = \frac{h_1^2}{h^2} D$$

oder, wenn das D entsprechende Druckdreieck $= ABM = \frac{bh}{2}$ ist,

$$D_1 = \gamma \cdot \frac{h_1}{2} \cdot \frac{h_1}{h} b \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 6.$$

Hiernach ist die Grundlinie des für D_1 geltenden Druckdreiecks gleich der zu h_1 gehörigen Breite EL des Dreiecks ABM und entspricht somit der über EL liegende Teil des letzteren dem Druckdreieck für den Erddruck D_1. Um für einen Wandstreifen DE den Erddruck zu finden, braucht man also nur im Druckdreieck ABM die Wagerechten DN und EL zu ziehen und den Inhalt des dazwischen liegenden Trapezes zu ermitteln.

Man erhält:

$$\Delta D = \frac{\gamma \Delta h}{2} (DN + EL).$$

Den auf die Quadrateinheit zurückgeführten Erddruck in der Tiefe y unter B anlangend, so beträgt der Druck auf einen Wandstreifen BD, welcher allgemein die (senkrechte) Höhe y hat: $D = \frac{\gamma y^2}{2} \cdot \frac{b}{h}$, mithin der Druck auf ein Wandelement, dessen Aufrifs die Höhe dy und Länge 1 besitzt, $dD = \gamma \cdot \frac{b}{h} y\, dy$, oder für die Quadrateinheit des Aufrisses:

$$\frac{dD}{dy} = \gamma \cdot \frac{b}{h} \cdot y \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 7.$$

Der auf die Quadrateinheit des Wandelementes DE wirkende Erddruck hat den Wert

$$\frac{dD}{ds} = \gamma \cdot \frac{b}{h} \sin\alpha \cdot y \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 8.$$

wenn $DE = ds$, also $ds = dy : \sin\alpha$ gesetzt wird.

Der fragliche Erddruck wächst also im geraden Verhältnis mit der Tiefe und wird, auf die Quadrateinheit des Aufrisses der Wandfläche bezogen, durch die in gleicher Tiefe liegende Breite des Druckdreiecks gemessen.

2. Die Wand ist eben, das Gelände dagegen nach einem beliebigen Bogen gekrümmt. Man teilt die Wandfläche AB (Abb. 3, Taf. IX) in eine gewisse Anzahl gleicher Teile $AL = LM = MB$ und bestimmt für jeden derselben den Erddruck, indem man den Unterschied der Drücke bildet, welche auf die Wandfläche von B bis zur Unter- bezw. Oberkante des betreffenden Wandteiles wirken. So ergibt sich z. B. für den Streifen AL der Erddruck, wenn man vom Drucke D, der auf der ganzen Wandfläche lastet, den für das Wandstück BL in Frage kommenden abzieht.

Den auf die Wand AB wirkenden Erddruck findet man im vorliegenden Falle, indem man zunächst die Gerade AC unter dem natürlichen Böschungswinkel φ zur Wagerechten und die Stellungslinie BH unter dem Winkel $\varphi + \varphi_1$ zur Wandfläche zieht. Hierauf legt man im Querschnitte ABC des Erdkörpers eine Gerade AG so fest, dafs die von G zur Stellungslinie gezogene Parallele GK ein Dreieck AGK bestimmt, welches flächengleich mit der Figur $AB\widehat{G}$ ist. Die Gerade AG entspricht alsdann der Bruchfuge. Trägt man nun GK von K aus auf AC ab, so dafs $GK = KO$, so folgt für den Erddruck auf die Wand AB:

$$D = \gamma \cdot \Delta\, GKO.$$

In ähnlicher Weise hat man für den Erddruck auf den Wandteil BL:

$$D_1 = \gamma \cdot \Delta\, FRS$$

und mithin für den auf den Wandstreifen AL kommenden Druck

$$\Delta D = \gamma\,(\Delta\, GKO - \Delta\, FRS) = \gamma \cdot GOVU.$$

Letzteres Trapez verwandelt man in ein flächengleiches Rechteck der Höhe Δh des Streifens AL und trägt die sich ergebende Breite in L und A wagerecht an die Wand AB an. Das sich ergebende Parallelogramm $ALPW$ mifst den gesuchten Druck ΔD.

Zeichnet man auch für die übrigen Wandstreifen, ML, BM, die den Erddruck messenden Parallelogramme und verbindet die Mitten der Seiten, welche der Wandfläche gegenüberliegen, durch einen stetigen Linienzug, so ist damit die Druckfläche für die Wand BB angenähert gefunden. Je kleiner man die Höhe der einzelnen Streifen nimmt, um so mehr stimmt die angenäherte Druckfläche mit der wirklichen überein.

§ 5. Erddruck bei ebener Stützwand und gebrochenem Gelände. Wir unterscheiden hier zwei Fälle.

1. Die Geländelinie verläuft in ihrem vorderen Teile BC (Abb. 6, Taf. IX) unter dem natürlichen Böschungswinkel φ, im hinteren Teile CD dagegen unter einem kleineren Winkel als φ zur Wagerechten.

Zur Bestimmung des Erddruckes auf die Wandfläche AB zieht man zunächst die Böschungslinie AD und die Abgleichungslinie AE, welche die Bedingung erfüllt, dafs $\Delta\, ABC = \Delta\, AEC$ ist. Der vierseitige Erdkörper $ABCD$ ist hierdurch auf den dreiseitigen AED zurückgeführt und kann die Bruchfuge nunmehr nach einer der in § 3 gegebenen Verfahrungsarten festgelegt werden. Wählen wir die unter 3. in dem genannten

Paragraphen mitgeteilte, so haben wir in A die Stellungslinie AM_1 unter dem Winkel $\varphi + \varphi_1$ zur Wandfläche anzutragen, die Geländelinie CD bis zum Schnitte mit dieser zu verlängern, über ED als Durchmesser einen Halbkreis zu beschreiben und an denselben vom Schnittpunkte M aus die Berührungsgerade MT zu ziehen. Schlagen wir nun letztere um M als Drehpunkt auf MD nieder, so dafs $MT = MG$, so haben wir in AG die gesuchte Bruchfuge.

Den zugehörigen Erddruck findet man dem Früheren zufolge, indem man entweder das Dreieck GKO zeichnet, in welchem $GK \parallel AM_1$ und $GK = KO$, mithin $D = \gamma \cdot \Delta GKO$, oder die Geraden $GH \parallel EA$ und $HF \parallel AM_1$ zieht und nun ein Dreieck bildet, welches HF zur Grundlinie und das Lot l von E auf die Böschungslinie AD zur Höhe hat. Es ist dann $D = \gamma \cdot \frac{HF \cdot l}{2}$.

Wenn der Schnittpunkt M der Stellungs- und Geländelinie CD zu weit abfällt, so ermittelt man die Bruchfuge zweckmäfsig unter Zugrundelegung eines bestimmten Teiles der Abgleichungslinie AE. In Abb. 8, Taf. IX ist z. B. ein Drittel von AE angenommen und in der Geraden EJ eine Bruchfuge gezeichnet, welche zu der gesuchten parallel liegt.

Als Querschnitt für das Prisma vom gröfsten Drucke ergibt sich im vorliegenden Falle bei veränderlicher Wandhöhe immer ein Viereck und als Druckfläche für die Stützwand eine krummlinig begrenzte Figur. Dieselbe wird nach den in § 4 unter 2. angegebenen Regeln gefunden.

2. Das Gelände verläuft vom Knickpunkte ab nach beiden Seiten unter Winkeln zur Wagerechten, die kleiner als der natürliche Böschungswinkel φ sind.

Die Druckfläche setzt sich unter der gemachten Voraussetzung aus einem Dreieck BFG (Abb. 4, Taf. IX) und einer an der einen Seite durch einen Bogen $G\overset{\frown}{H}$ begrenzten Figur $FG\overset{\frown}{H}A$ zusammen. Die Höhe des Dreiecks bestimmt der Punkt F der Wandfläche, für welchen die Bruchfuge durch den Knickpunkt C der Geländelinie geht. Letztere wird gefunden, indem man für einen beliebigen Wandteil BE und eine in Richtung von BC verlaufende Geländelinie die Bruchfuge EJ ermittelt und nun durch C eine Parallele CF zu EJ zieht.

In Bezug auf die Bestimmung des Erddruckes auf die Wand AB oder auf einen gewissen Teil derselben gelten die bekannten Regeln. Es soll hier nur darauf hingewiesen werden, dafs die Bruchfugen für den Wandteil BF parallel zu CF liegen, für den darunter liegenden dagegen geneigt zu einander verlaufen und von dem Erdkörper $ABCD$ vierseitige Prismen vom gröfsten Drucke abschneiden.

§ 6. Druck eines belasteten Erdkörpers. Grenzt eine Stützwand einen Strafsen- oder Eisenbahndamm ab, so kommt aufser dem Drucke, welchen der Erdkörper an und für sich ausübt, noch derjenige infolge der fremden Belastung in Frage. Letzteren berücksichtigt man ausreichend, indem man die Krone des Dammes als mit einer Erdschicht von der Beschaffenheit des Dammmateriales in solcher Höhe überschüttet annimmt, dafs ihr Druck für 1 qm dem der fremden Last gleichkommt.

Bei Strafsendämmen genügt es, für die fremde Last etwa 550 kg für 1 qm der Fahrbahn und Fufswege anzunehmen; dagegen hat man dieselbe bei Eisenbahndämmen in jedem Falle besonders zu ermitteln, indem hier die Spurweite, der gewählte Oberbau, die Achsbelastung und der Abstand der Fahrzeuge von wesentlichem Einflusse sind. Für Hauptbahnen, auf welchen Lokomotiven von 120 t Gewicht und 15 m Länge ver-

kehren, hat man z. B. f. d. lfd. Meter des Gleises $\frac{120000}{15} = 8000$ kg (abger.) zu rechnen und daher, wenn angenommen wird, dafs sich diese Last auf eine Breite von je 2,0 m zu jeder Seite der Gleisachse auf das Planum verteilt, $\frac{8000}{4} = 2000$ kg/qm des letzteren 4 m breiten Streifens.

Beträgt nun das Gewicht von 1 cbm Erde 1800 kg, so folgt für die Höhe der Erdschicht, welche im vorliegenden Falle der fremden Last entspricht,

$$y = \frac{550}{1800} = 0{,}3 \text{ m (abger.) bei Strafsen und}$$

$$y = \frac{2000}{1800} = 1{,}1 \text{ m (abger.) bei Eisenbahnen.}$$

Eine wesentlich gröfsere Überschüttungshöhe y ergibt sich, wenn die im Gelände liegende Seite des Erdprismas vom gröfsten Drucke ($B\,G$, Abb. 4) bei rechtwinkelig zur Stützwand liegendem Gleise nur wenige Meter lang ist. Betrüge letztere z. B. 5 m, so hätte man für eine Lokomotive mit 3 Treibachsen, je 19 Tonnen Belastung und 1,5 m Achsstand: $y = \frac{57000}{4 \,.\, 5 \,.\, 1800} = 1{,}6$ m.

Der Querschnitt der im Vorstehenden berechneten Überschüttung ist seitwärts durch senkrechte Linien begrenzt und mufs daher auch der für das Erdprisma vom gröfsten Drucke in Frage kommende Teil desselben durch eine Senkrechte abgetrennt werden. Man kann indessen gegebenenfalls auch von dieser Art der Teilung absehen und die Überschüttung mit dem darunterliegenden Erdkörper als eins betrachten, da ja das ganze Verfahren zur Ermittelung der Überschüttungshöhe auf Voraussetzungen beruht, die nur angenähert mit der Wirklichkeit übereinstimmen.

Auf Taf. IX, Abb. 5 sind die bezüglichen Ausmittelungen an einem mit einer 1 m hohen Erdschicht belasteten Erdkörper gezeigt, der seitlich durch eine 5 m hohe Wand $A\,B$ und in der Oberfläche durch eine Ebene $B\,C$ begrenzt ist. Die Böschungslinie $A\,C$ wurde unter dem Winkel $\varphi = 33°$ zur Wagerechten gezogen und erstere sowie die Wand bis D bezw. E in die Oberfläche der Überschüttung verlängert. Nunmehr wurden vom Erdkörper $A\,E\,D$ die Bruchfuge $A\,G$, der Druck D auf die Wand und die zugehörige Druckfläche ermittelt. Als Wanddruck ergab sich bei einem Gewichte der Erde von 1800 kg/cbm:

$$D = \gamma \,.\, A\,B\,L\,J = 1800 \,.\, 5\,\frac{(0{,}24 + 1{,}6)}{2} = 8280 \text{ kg/m.}$$

Das strengere Verfahren ist auf Taf. IX, Abb. 7 an einem Eisenbahndamme, der seitlich durch eine Stützmauer eingefafst wird, des näheren auseinandergesetzt.

Die Geländelinie $B\,C\,D$ wurde im Teile $B\,C$ als parallel zur natürlichen Böschung und im Teile $C\,D$ als wagerecht angenommen. Ferner wurde gesetzt: $\gamma = 1800$ kg, $\varphi = \varphi_1 = 35°$ und die der fremden Belastung entsprechende Überschüttungshöhe $y = 1$ m. Um die Bruchfuge zu finden, wurde nun wie folgt verfahren:

Zuerst wurde die Böschungslinie $A\,D$ unter 35° zur Wagerechten und darauf die Ausgleichungslinie $A\,E$ gezogen, welche die Bedingung erfüllt, dafs $\Delta\,A\,B\,C = A\,E\,C$ ist. Es wurde nun das Dreieck $A\,E\,Q$, welches dem Viereck $A\,B\,C\,Q$ an Fläche gleich ist und mit dem Endpunkte Q an den Fufspunkt der Belastungsschicht grenzt, in ein flächengleiches Dreieck $A\,F\,Q$ verwandelt, dessen Spitze F in der Höhe $2\,y$ über der Geländelinie $C\,D$ liegt. Diese Verwandlung geschah, um den durch eine beliebige Trennungsebene abgeschnittenen Erdkörper $A\,B\,C\,P'$ nebst Belastungsschicht $Q\,N\,O\,P'$ in einfacher Weise durch ein flächengleiches Dreieck $A\,F\,P'$ ersetzen zu können.

Zieht man nun $P'G' \parallel FA$ und $H'G'$ parallel zur Stellungslinie AM, so entsprechen die drei Seiten des Dreiecks $AG'H'$ den drei Kräften, welche das abgeschnittene Erdprisma nebst Belastung im Gleichgewichte halten müssen und zwar hat man dem Früheren zufolge:

$$\frac{D}{G} = \frac{H'G'}{AG'}, \text{ mithin } D = \frac{H'G'}{AG'} \cdot G.$$

Nun ist $\Delta AFP' = AG'F = \frac{AG' \cdot l}{2}$, wenn man mit l das Lot von F auf die Böschungslinie AD bezeichnet. Für G kann man daher setzen:

$$G = \gamma \cdot \frac{AG' \cdot l}{2} \text{ und für } D = \gamma \cdot \frac{H'G' \cdot l}{2}.$$

Hiermit ist die vorliegende Aufgabe auf den in § 5 unter 1. behandelten Fall zurückgeführt.

Letzteren Auseinandersetzungen entsprechend wurde die Bruchfuge AP ermittelt, indem man über LD als Durchmesser einen Halbkreis beschrieb, die Stellungslinie $LR \parallel AM$ zog und im übrigen nach den in den Paragraphen 2 und 3 gegebenen Regeln verfuhr. Er ergab sich

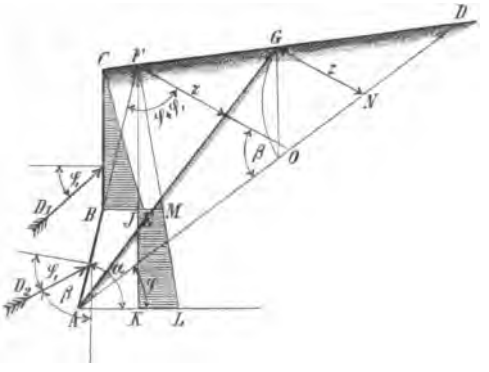
$$D = \gamma \cdot \frac{HG \cdot l}{2} = 1800 \cdot \frac{2{,}4 \cdot 8{,}2}{2} = 17712 \text{ kg/m}.$$

Der auf der Mauerkrone ruhende Erdkörper JKB ist ganz zur Mauer zu rechnen, indem sein Gewicht und der auf die Seite BK wirkende Erddruck unmittelbar auf die Mauer übertragen werden. Als gedrückte Wandfläche wurde daher die Fläche AB und nicht die hintere Wand AK der Stützmauer in die Zeichnung eingeführt.

§ 7. Erddruck auf unterschnittene und gekrümmte Stützwände.

1. **Die Stützwand ist unterschnitten.** Der Erdkörper werde in seiner Oberfläche durch die Ebene CD (Abb. 7) und seitlich durch die Wand ABC begrenzt, welche in ihrem oberen Teile BC lotrecht und in ihrem unteren AB unter dem Winkel α zur Wagerechten verläuft.

Abb. 7.



Den auf die Wand CB wirkenden Erddruck D_1 und das zugehörige Druckdreieck BCE findet man nach den in den Paragraphen 2, 3 und 4 gegebenen Regeln. Annäherungsweise kann man dasselbe Verfahren auch auf den Wandteil AB anwenden, indem man sich denselben bis zur Geländelinie verlängert denkt und nun von dem auf AF lastenden Drucke den auf BF kommenden abzieht. Für den ersteren Druck ergibt sich das Druckdreieck FKL und für den letzteren das ΔFJM, so dafs als Druckfläche für den Wandteil AB das Trapez $JMLK$ übrig bleibt.

Dieses Verfahren ist aber nur dann zulässig, wenn das dabei vernachlässigte Erdprisma BCF im Vergleiche zu dem Prisma vom gröfsten Drucke AFG nicht von Belang ist und die Druckrichtungen für den oberen und unteren Wandteil nur wenig voneinander abweichen. Andernfalls mufs man genauer verfahren und den für AB in Frage kommenden Wanddruck D_2 nach Abb. 9, Taf. IX ermitteln, welches Verfahren in folgendem besteht:

Man zeichnet die Böschungslinie AD und zieht AE so, dafs $\Delta CJE = \Delta AJB$. Von dem Erdprisma AED bestimmt man nun unter Zugrundelegung einer Stellungslinie ET, welche mit AE den Winkel $\varphi + \varphi_1$ einschliefst, die Bruchfuge AG. Auf das von letzterer abgeschnittene Prisma vom gröfsten Drucke AEG wirken vier Kräfte, welche dasselbe im Gleichgewichte halten müssen, nämlich die Wanddrücke D_1 und D_2, der Gegendruck R der Bruchfuge und das Eigengewicht G des Prismas. Dieselben sind in dem Kräfteeck Abb. 9 *a*, Taf. IX zusammengetragen und bildet hier G mit R den Winkel $\eta - \varphi = \sphericalangle GAD$ und D_1 bezw. D_2 die Winkel β_1 bezw. β_2, welche diese Drücke mit der Senkrechten einschliefsen.

Legt man jetzt $GH \parallel AE$, $KH \parallel NB$, $FK \parallel MA$ und wählt die Längen KH und FK so, dafs das Vieleck $AHKF$ ähnlich dem Kräfteeck ist, so folgt:

$$\frac{D_1}{G} = \frac{KH}{AH}; \quad \frac{D_2}{G} = \frac{FK}{AH}$$

oder, weil $G = \gamma \cdot \frac{AH.l}{2}$, worin l das Lot von E auf die Böschungslinie AD bezeichnet,

$$D_1 = \gamma \cdot \frac{KH.l}{2}; \quad D_2 = \gamma \cdot \frac{FK.l}{2}.$$

Für die dem Wanddrucke D_1 entsprechende Gerade KH hat man noch, wenn man D_1 durch das Druckdreieck CBO ausdrückt:

$$\gamma \cdot \frac{BO.h_1}{2} = \gamma \cdot \frac{KH.l}{2}, \text{ mithin } KH = \frac{h_1}{l} \cdot BO.$$

Somit ist die Seite KH in Länge und Richtung bestimmt, daher auch die den Wanddruck D_2 messende Seite $FK \parallel MA$. Der entsprechende Erddruck hat die Gröfse

$$D_2 = \frac{1}{2} FK \cdot l \cdot \gamma = \frac{1}{2} \cdot 1{,}10 \cdot 6{,}0 \cdot 1800 = 5940 \text{ kg/m}.$$

Ermittelt man den Erddruck D_2 nach dem zuerst angegebenen Verfahren, so ergibt sich für denselben die Druckfläche $VPRW = 0{,}76 \cdot 4{,}8 = 3{,}65$ qm und die Stärke $D_2 = 1800 \cdot 3{,}65 = 6570$ kg/m; demnach $6570 - 5940 = 630$ kg für das lfd. Meter der Wandfläche AB (rechtwinkelig zur Bildfläche gemessen) mehr. Die Druckfläche für D_2 kann als ein Trapez $QBLS$ angesehen werden, dessen Seiten BQ und LS sich im Punkte C schneiden.

Bezeichnet:

F_2 die Druckfläche für D_2, in qm;

$a = BL$, $b = QS$ die obere, bezw. untere Grundlinie des genannten Trapezes, in m;

h, h_1, h_2 die Wandhöhe QC, bezw. diejenige des oberen Teiles CB und des unteren BQ, in m,

so folgt:

$$F_2 = \frac{1}{2}(a + b) h_2; \quad a : b = h_1 : h,$$

mithin

$$b = \frac{2 F_2}{\left(1 + \frac{h_1}{h}\right) h_2} - a.$$

Im vorliegenden Falle ist:

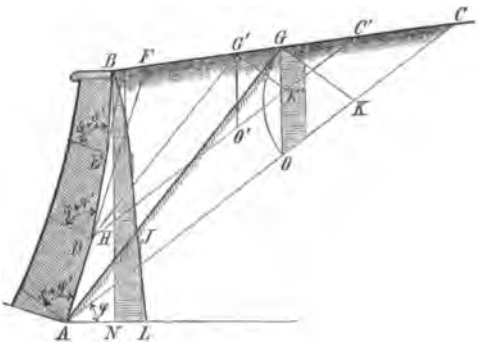
$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot 6 \cdot 1{,}1 = 3{,}3 \text{ qm}; \quad h_1 = 5{,}2; \quad h_2 = 4{,}8; \quad h = 10 \text{ m},$$

folglich

$$b = \frac{2 \cdot 3{,}3}{\left(1 + \frac{5{,}2}{10}\right) 4{,}8} = 0{,}90 \text{ m}.$$

2. Die Stützwand ist gekrümmt. Dieser Fall wird auf den vorigen dadurch zurückgeführt, dafs man die gekrümmte Wandfläche durch eine vieleckige ersetzt, welche sich derselben möglichst eng anschliefst. Je nachdem nun die Krümmung eine sanfte oder starke ist, hat man zur Ermittelung des Druckes auf die einzelnen Seiten des Vieleckes das bei der unterschnittenen Stützwand erörterte Annäherungs- oder strengere Verfahren anzuwenden. Das erstere ist in Abb. 8 an der Seite AD des Vieleckes der gekrümmten Stützwand $ADEB$ näher gezeigt.

Abb. 8.



Zur Bestimmung des auf AD lastenden Erddruckes wurde diese Seite bis zur Geländelinie verlängert und darauf der Erddruck für AF aus dem Prisma AFC und derjenige für FD aus dem Prisma DFC' in bekannter Weise ermittelt. Es ergab sich

$$D_3 = \gamma\,(\Delta\, G\,K\,O - \Delta\, G'\,K'\,O')$$

für die Länge Eins, rechtwinkelig zur Bildebene gemessen.

Wesentlich umständlicher gestaltet sich das genauere Verfahren. Dasselbe ist an der bogenförmigen Stützwand $ALJB$ (s. Abb. 10, Taf. IX) unter folgenden Annahmen erläutert: Neigung des Geländes $1 : \infty$; natürlicher Böschungswinkel $\varphi = 40°$; Reibungswinkel an der Wand $\varphi_1 = \varphi$; Gewicht von 1 cbm Erde $\gamma = 1800$ kg.

Für den Wanddruck D_1 auf BJ ergibt sich:

$$D_1 = \gamma \cdot \frac{d_1 \cdot h_1}{2} = 1800 \cdot \frac{0{,}8 \cdot 3{,}84}{2} = 2765 \text{ kg/m}.$$

Weiter hat man für den Druck D_2 auf JL: LE_2 Abgleichungslinie; LG_2 Bruchfuge; $G_2H \parallel LE_2$; $KH \parallel JM_1$; $KH = \frac{h_1}{l_2} d_1$; $FK \parallel LM_2$

$$D_2 = \gamma \cdot \frac{FK \cdot l_2}{2} = 1800 \cdot \frac{1{,}02 \cdot 4{,}8}{2} = 4406 \text{ kg/m}.$$

Endlich liefert die zeichnerische Berechnung für den Druck D_3 auf AL die Beziehungen: AE_3 Abgleichungslinie; AG_3 Bruchfuge; $G_3P \parallel AE_3$; $QP \parallel JM_1$; $QP = \frac{h_1}{l_3} d_1$; $RQ \parallel LM_3$; $RQ = \frac{l_3}{l_3} FK$; $SR \parallel AM_3$:

$$D_3 = \gamma \cdot \frac{SR \cdot l_3}{2} = 1800 \cdot \frac{0{,}9 \cdot 6{,}4}{2} = 5184 \text{ kg/m}.$$

Die Angriffspunkte von D_1, D_2, D_3 liegen mit den Schwerpunkten der zugehörigen Druckflächen, wie in § 10 nachgewiesen, auf gleicher Höhe. Die Druckflächen findet man auf Grund des in Abb. 3, Taf. IX dargestellten Verfahrens.

§ 8. Formeln für den Erddruck. Wenngleich das zeichnerische Verfahren zur Ermittelung des Erddruckes im allgemeinen rascher zum Ziele führt als das rechnerische, so ist es doch oft von Wichtigkeit, Formeln für jenen Druck zur Verfügung zu haben. Es sollen daher für einige, in der Praxis häufiger vorkommende Fälle die Gleichungen für den Erddruck hier mitgeteilt werden.

Bezeichnet in Abb. 9:

h die senkrechte Höhe der Stützwand in Metern,

h_1 die senkrechte Höhe der etwa vorhandenen, unter dem natürlichen Böschungswinkel ansteigend gedachten Überschüttung in Metern,

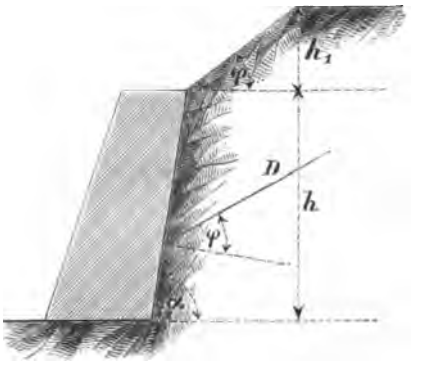
φ den natürlichen Böschungswinkel der Erde,

γ das Gewicht von 1 **cbm** Erde in **kg**,

α den Neigungswinkel der Stützwand gegen die Wagerechte,

D den Erddruck auf die Wand für 1 **m** der Länge, rechtwinkelig zur Bildebene gemessen, in **kg**,

Abb. 9.



so folgt, wenn man die Kohäsion der Erde vernachlässigt und annimmt, dafs der Erddruck unter dem Winkel φ zum Lote der gedrückten Wandfläche wirkt:

$$D = \gamma \frac{(h+h_1)^2}{2} \cdot \frac{\sin\varphi}{\sin\varepsilon} \left(\sqrt{cotang\,\varphi - cotang\,\varepsilon} - \sqrt{m - cotang\,\varepsilon}\right)^2 \quad \ldots \quad 9.$$

worin $\varepsilon = \alpha + 2\varphi$; $m = cotang\,\alpha + \left(\frac{h_1}{h+h_1}\right)^2 (cotang\,\varphi - cotang\,\alpha)$.

Hiernach hat man für $\varphi = 33°$, $\alpha = 90°$ und verschiedene Werte von $\frac{h_1}{h}$:

Tabelle I. **Verhältniszahlen des Erddruckes.**

$\frac{h_1}{h} =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$\frac{D}{\gamma h^2} =$	0,158	0,182	0,200	0,217	0,228	0,240	0,251	0,262	0,272
$\frac{h_1}{h} =$	1	2	3	4	5	6	10	∞	—
$\frac{D}{\gamma h^2} =$	0,282	0,330	0,353	0,366	0,376	0,384	0,394	0,419	—

Für sehr bedeutende Überschüttungshöhen ($h_1 = \infty$) wird, wie in § 3 gefunden:

$$D = \gamma \frac{h^2}{2} \cdot \frac{\sin^2(\alpha - \varphi)}{\sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha + \varphi)} \quad \ldots \quad 10.$$

Für $\varphi = 33^0$ und $\alpha = 90^0$ ist $D = 0{,}419\ \gamma\, h^2$.

Wenn sich die Oberfläche des Erdkörpers wagerecht an die Mauerkrone schliefst, also $h_1 = 0$ ist, hat man:

$$D = \frac{\gamma h^2}{2} \cdot \frac{\sin\varphi}{\sin\varepsilon} \left(\sqrt{cotang\,\varphi - cotang\,\varepsilon} - \sqrt{cotang\,\alpha - cotang\,\varepsilon}\right)^2 \quad \ldots \quad 11.$$

Nach dieser Gleichung sind in der folgenden Tabelle einige Werte für das Verhältnis $\frac{D}{\gamma h^2}$ unter Annahme eines natürlichen Böschungswinkels $\varphi = 33°$ berechnet.

Tabelle II. **Verhältniszahlen $\frac{D}{\gamma h^2}$ für $\varphi = 33°$.**

$cotang\,\alpha =$	+ 0,3	+ 0,2	+ 0,1	0	— 0,1	— 0,2	— 0,3
$\frac{D}{\gamma h^2} =$	0,079	0,098	0,110	0,134	0,153	0,186	0,217

In dem Falle, dafs die Stützwand senkrecht steht, nimmt Gleichung 11 die Form an ($\alpha = 90°$; $h_1 = 0$):

$$D = \frac{\gamma h^2}{2} \cdot \frac{\cos\varphi}{(1 + 1{,}41\sin\varphi)^2} \quad \ldots \quad 12.$$

Verläuft die Oberfläche des gestützten Erdkörpers bis in das Unendliche unter dem Winkel δ zur Wagerechten und steht die Stützwand senkrecht, so nimmt D den Wert an:

$$D = \frac{\gamma h^2}{2} \cdot \frac{\sqrt{1 + tang^2 \varphi}}{\left[\sqrt{1 + tang^2 \varphi} + \sqrt{2\, tang\, \varphi\, (tang\, \varphi - tang\, \delta)}\right]^2} \quad \ldots\ldots 13.$$

Hiernach ergibt sich folgende Tabelle:

Tabelle III. **Verhältniszahlen $\frac{D}{\gamma h^2}$ für geneigte Oberfläche der Überschüttung.**

	$tang\ \varphi = 0{,}6$						$tang\ \varphi = 0{,}7$					
$tang\ \delta =$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
$\frac{D}{\gamma h^2} =$	0,143	0,155	0,169	0,187	0,212	0,255	0,125	0,134	0,144	0,157	0,175	0,199

Der natürliche Böschungswinkel und das Gewicht der Erde für 1 cbm sind sehr verschieden je nach den Bestandteilen und dem Zustande derselben. Nähere Angaben hierüber gibt nachfolgende Tabelle:

Tabelle IV. **Natürlicher Böschungswinkel verschiedener Erdarten.**

Erdart	Natürlicher Böschungswinkel φ	$tang\ \varphi$	Gewicht von 1 cbm kg
Dammerde, trocken	40	0,839	1400
„ natürlich feucht	45	1,000	1580
„ mit Wasser gesättigt . . .	27	0,510	1800
Lehmerde, trocken	40	0,839	1500
„ natürlich feucht	45	1,000	1550
„ mit Wasser gesättigt . . .	17	0,306	2040
Sand, trocken	35	0,700	1640
„ natürlich feucht	40	0,839	1770
„ mit Wasser gesättigt	24	0,445	2000
Gerölle, eckig	45	1,000	1770
„ rundlich	30	0,577	1770

§ 9. Richtung des Erddruckes gegen eine Stützwand. Die Meinungen über die Richtung, unter welcher der Erddruck auf eine Stützwand wirkt, gehen sehr auseinander. Coulomb, der Begründer der Theorie des „Erdprismas vom gröfsten Drucke“ nahm den Erddruck als rechtwinkelig zur Wandfläche gerichtet an. Dieser Auffassung folgten bis zur Jetztzeit manche Schriftsteller und ausführende Techniker, letztere wohl der gröfseren Sicherheit wegen, welche dieselbe bei der Berechnung von Stütz- und Futtermauern bietet. Indessen läfst sich nicht verkennen, dafs die Annahme Coulombs wenig Wahrscheinlichkeit für sich hat, indem nach derselben der natürliche Böschungswinkel der Erde ganz ohne Einflufs auf die Richtung des Druckes gegen die Wand sein würde.

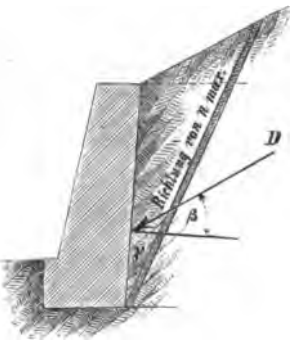
Andere Schriftsteller, wie Scheffler, Winkler, Culmann u. s. w. behaupten, dafs der Erddruck von der Normalen zur gedrückten Wandfläche stets um den vollen Reibungswinkel abweiche, während z. B. Considère, Mohr, Weyrauch empfehlen, jenen Winkel auf Grund der Theorie des Erddruckes im unendlichen Erdkörper zu berechnen und somit die Annahme zu machen, dafs die Druckverhältnisse in letzterem nicht geändert werden, wenn man einen Teil des Erdkörpers durch eine stützende Wand ersetzt.

Unter Voraussetzung einer ebenen, rechtwinkelig zur Bildfläche stehenden Oberfläche des Erdkörpers gibt Mohr in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1871, S. 364 die innerhalb bestimmter Grenzen giltige Gleichung:

$$tang\ \beta = \frac{sin\,\varphi\,.\,sin\,2\,\gamma}{1 - sin\,\varphi\,.\,cos\,2\,\gamma}, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 14.$$

worin bezeichnet (Abb. 10):

Abb. 10.



β den Winkel zwischen dem Erddrucke auf die gedrückte Wandfläche und dem Lote derselben;

φ den natürlichen Böschungswinkel;

γ den Winkel, welchen die Wandfläche mit der Richtung des gröſsten Normaldruckes im Erdkörper einschlieſst.

Nach letzter Gleichung ist Winkel β nur dann gleich dem natürlichen Böschungswinkel φ, welchen man im allgemeinen als gleich mit dem Reibungswinkel zwischen Erde und Mauerwerk annehmen kann, wenn Winkel $\gamma = 45° - \frac{\varphi}{2}$, d. h. wenn die Wand mit einer Gleitfläche des Erdkörpers zusammenfällt.

Es fragt sich nun, welche der genannten Auffassungen mit der Wirklichkeit am meisten übereinstimmt und daher am besten bei Bestimmung der Abmessungen einer Stützmauer in Betracht zu ziehen ist. Nach Ansicht des Verfassers ist die Theorie, nach welcher der Erddruck stets unter dem Reibungswinkel zum Lote der Stützwand wirkt, die richtige und zwar aus folgenden Gründen:

1. Beim Sacken der Hinterfüllungserde, welches bei jeder frisch hinterfüllten Mauer nach bestimmter Zeit eintritt, bewegen sich die an der Wand befindlichen Erdelemente um bestimmte Längen unter vollem Drucke abwärts und rufen hierdurch den Reibungswiderstand an der Wand hervor.
2. Der auf die Quadrateinheit der Fundamentsohle und der Lagerfugen einer Stützmauer ausgeübte Druck ist an der Vorderseite derselben im allgemeinen gröſser als an der hinteren. Infolge dessen drücken sich die Massenteilchen des Baugrundes und des frischen Mörtels in den Lagerfugen vorn an der Mauer mehr zusammen, als weiter nach hinten und führt daher die letztere während bezw. nach dem Hinterfüllen eine kleine Drehbewegung um eine Achse parallel zur Vorderkante des Fundaments aus. Hierbei schieben sich die Wandelemente an dem gestützten Erdkörper um ein gewisses Maſs in die Höhe und bewirken hierdurch, daſs der Reibungswiderstand an der Wand im ganzen Umfange auftritt.

Letzteres ist auch schon im Grenzzustande des Gleichgewichtes der Stützmauer in Bezug auf Drehung um die Vorderkante, wie man ihn bei statischen Untersuchungen voraussetzt, der Fall.

Wirkt z. B. bei einer Stützmauer des nachstehenden Profiles (s. Abb. 11, S. 310) der Erddruck D unter dem Winkel ε zum Lote der Wandfläche und ist ferner:

Q das Gewicht der Mauer,

R die Mittelkraft aus Q und D,

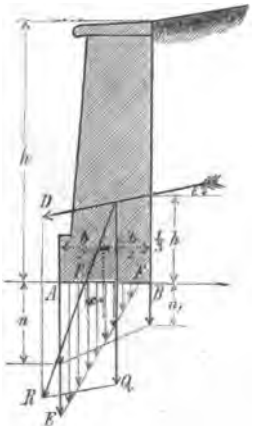
b die Breite der Grundlinie der Mauer,

P der Schnittpunkt der Mittelkraft R mit der Grundlinie,

e die Entfernung des Schnittpunktes P von der Mitte der Grundlinie,

so verteilt sich der senkrechte Teil von R, wie in § 19 nachgewiesen wird, über die Grundlinie AB bezw. über einen Teil derselben nach einem Dreieck, wenn P von der Vorderkante um $AP = \frac{b}{2} - e \leqq \frac{1}{3} b$ absteht, oder $e \geqq \frac{1}{6} b$ ist. Die Grundlinie des Druckdreiecks ist $AF = 3 . AP$ und die Kathete AE, welche die Normalpressung n für die Quadrateinheit an der Kante A darstellt:

Abb. 11.



$$AE = \frac{2(Q + D \sin \varepsilon)}{3 . \left(\frac{b}{2} - e\right)} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 15.$$

Steht der Punkt P von der Vorderkante der Grundlinie um eine Länge

$$AP = \frac{b}{2} - e > \frac{1}{3} b \text{ ab, d. i. } e < \frac{1}{6} b,$$

so verteilt sich der senkrechte Teil von R nach einem Paralleltrapeze, dessen parallele Seiten in A bezw. B rechtwinkelig zur Grundlinie stehen. Für die Normalpressung und die Quadrateinheit hat man in diesem Falle:

$$\left.\begin{aligned} \text{Pressung bei } A\text{: } n &= \frac{Q + D \sin \varepsilon}{b . 1} \left(1 + \frac{6 . e}{b}\right) \\ \text{Pressung bei } B\text{: } n_1 &= \frac{Q + D \sin \varepsilon}{b . 1} \left(1 - \frac{6 . e}{b}\right) \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad 16.$$

Die Normalpressung ist also in beiden Fällen an der Vorderkante der Grundlinie gröfser als an der Hinterkante. Bezeichnet

s die infolge der Zusammendrückung des Baugrundes an der Vorderkante der Mauergrundfläche eintretende Senkung,

s_1 desgl. die Senkung an der Hinterkante der Grundfläche,

ω den der Senkung der Grundfläche entsprechenden Drehwinkel der Mauer,

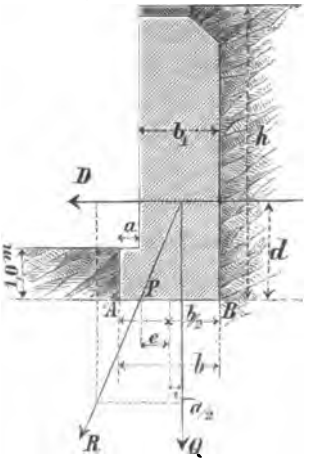
so folgt, wenn sich der Druck nach Gleichung 15 verteilt:

$$tang\, \omega = \frac{s}{3\left(\frac{b}{2} - e\right)} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 17.$$

und wenn die Druckverteilung nach Gleichung 16 vor sich geht:

$$tang\, \omega = \frac{s - s_1}{b} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 18.$$

Abb. 12.



Verfolgen wir das eben allgemein Gesagte an einem Beispiele.

Bestimmen wir die Pressung an der Vorderkante der Grundfläche einer Stützmauer (s. Abb. 12), welche in der Vorder- und Hinterfläche lotrecht ausgeführt ist und bei welcher die Grundmauer nach vorn einen Absatz der Breite a hat. Die Oberfläche des gestützten Erdkörpers sei wagerecht abgeglichen, ferner bezeichne noch:

b_1 die Dicke der Mauer in Metern,

h die Höhe derselben über der Grundfläche in Metern,

d die Höhe des Angriffpunktes des Erddruckes D über der Grundfläche in Metern,

γ das Gewicht des **cbm** Erde in **kg**,

γ_1 das Gewicht des **cbm** Mauerwerkes in **kg**,

φ den natürlichen Böschungswinkel $= 35°$.

Nimmt man nun vorläufig an, dafs der Erddruck auf die Mauer ebenso wirkt, wie auf den Erdkörper, welchen diese ersetzen soll, so ist ersterer rechtwinkelig zur Mauer gerichtet und hat bei Vernachlässigung der Kohäsion der Erde f. d. lfd. Meter der Mauer die Gröfse:

$$D = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot tang^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) = 0{,}135\, \gamma\, h^2.$$

Für den Punkt P, in welchem die Mittelkraft R aus dem Gewichte Q der Mauer und dem Erddrucke die Grundfläche schneidet, hat man die Momentengleichung:

$$Q\left(e + \frac{a}{2}\right) = d \,.\, D,$$

oder weil $d = \frac{h}{3}$, $Q = \gamma_1 \,.\, b_1\, h$, wenn das Gewicht des Grundmauervorsprunges unberücksichtigt bleibt:

$$\gamma_1\, b_1\, h \left(e + \frac{a}{2}\right) = \frac{h}{3} \,.\, 0{,}135 \,.\, \gamma\, h^2,\quad e = 0{,}045 \frac{\gamma}{\gamma_1} \cdot \frac{h^2}{b_1} - \frac{a}{2}.$$

Ist nun die Mauer aus Bruchsteinen hergestellt und mit Dammerde hinterfüllt, so kann man $\gamma_1 = 2400$ **kg**, $\gamma = 1600$ **kg/cbm** setzen und es ergibt sich für e bei

$$h = 10\ \mathbf{m};\quad b_1 = \frac{1}{3}(h - 1) = 3\ \mathbf{m};\quad a = 0{,}15\ \mathbf{m};$$

$$e = 0{,}045 \,.\, \frac{2}{3} \,.\, \frac{10^2}{3} - \frac{0{,}15}{2};\quad e = 0{,}925\ \mathbf{m}.$$

Dieser Wert ist gröfser als $\frac{1}{6}$ der Grundlinie der Mauer, mithin verteilt sich der Normaldruck nach einem rechtwinkeligen Dreieck, dessen Grundlinie

$$AF = 3 \,.\, \left(\frac{b}{2} - e\right) = 3 \,.\, \left(\frac{3{,}15}{2} - 0{,}925\right),\quad AF = 1{,}95\ \mathbf{m}\ \text{(vergl. Abb. 11)}.$$

Die Kantenpressung bei A hat für das Quadratmeter den Wert

$$n = \frac{2\,Q}{1 \,.\, AF},\ \text{oder da}\ Q = 2400 \,.\, 3 \,.\, 10 = 72000\ \mathbf{kg},$$

$$n = \frac{2 \,.\, 72000}{1{,}95} = 73846\ \mathbf{kg/qm}$$

oder $n = 7{,}4$ **kg/qcm** (abger.). Diese Pressung steigert sich erheblich, wenn die Mauer aus leichteren Steinen, z. B. aus Ziegeln erbaut ist.

In diesem Falle ist zu setzen:

$$\gamma = \gamma_1 = 1600\ \mathbf{kg},\ \frac{\gamma}{\gamma_1} = 1,\quad e = 0{,}045 \,.\, \frac{10^2}{3} - 0{,}075,\quad e = 1{,}425\ \mathbf{m},$$

$$AF = 3 \,.\, \left(\frac{b}{2} - e\right) = 3 \,.\, \left(\frac{3{,}15}{2} - 1{,}425\right),\quad AF = 0{,}45\ \mathbf{m},$$

$$n = \frac{2\,Q}{1 \,.\, AF},\quad Q = 1600 \,.\, 3 \,.\, 10 = 48000\ \mathbf{kg},$$

$$n = \frac{2 \,.\, 48000}{0{,}45} = 213333\ \mathbf{kg/qm}\ \text{ oder }\ = 21{,}3\ \mathbf{kg/qcm}.$$

Da der Baugrund bezw. der verwandte Mörtel im frischen Zustande eine so starke Pressung ohne erhebliche Formänderung nicht aufnehmen kann, so tritt eine Drehung der Mauer ein, infolge deren der Erddruck nicht mehr rechtwinkelig gegen die Wandfläche wirkt, sondern unter dem Reibungswinkel φ.

Für den Abstand e des Schnittpunktes P von der Mitte der Grundlinie erscheint nunmehr

$$Q\left(e + \frac{a}{2}\right) + D\, sin\, \varphi \left(e + \frac{a + b_1}{2}\right) = D\, cos\, \varphi \,.\, \frac{h}{3},$$

$$e = \frac{\frac{h}{3} cos\, \varphi - \left(\frac{a + b_1}{2}\right) sin\, \varphi - \frac{Q}{D} \cdot \frac{a}{2}}{\frac{Q}{D} + sin\, \varphi}.$$

Hierin ist für D zu setzen:

$$D = \frac{\gamma h^2}{2} \frac{\cos\varphi}{(1 + 1{,}41 \cdot \sin\varphi)^2}, \text{ oder da } \varphi = 35°: \; D = \frac{1}{8} \gamma h^2.$$

Für Q hat man angenähert:

$$Q = \gamma_1 b_1 h, \text{ mithin } \frac{Q}{D} = 8 \cdot \frac{\gamma_1}{\gamma} \cdot \frac{b_1}{h},$$

ferner ist $h = 10$ m; $\frac{a + b_1}{2} = \frac{0{,}15 + 3}{2} = 1{,}575$ m; $\cos 35° = 0{,}819$; $\sin 35° = 0{,}574$; $\frac{\gamma_1}{\gamma} = \frac{3}{2}$; $b_1 = 3$ m; $a = 0{,}15$ m:

$$e = \frac{\frac{1}{3} 10 \cdot 0{,}819 - 1{,}575 \cdot 0{,}574 - 4 \frac{3}{2} \cdot \frac{3}{10} \cdot 0{,}15}{8 \cdot \frac{3}{2} \cdot \frac{3}{10} + 0{,}574} = 0{,}374 \text{ m}.$$

Letzterer Wert ist kleiner als $\frac{1}{6}$ der Grundlinie $b = 31{,}5$ m, mithin verteilt sich der Normaldruck auf den Baugrund nach einem Paralleltrapeze. Die Normalpressung für die Quadrateinheit beträgt nach Gleichung 16:

$$n = \frac{Q + D \sin\varphi}{b} \left(1 + \frac{6 \cdot 0{,}374}{b}\right),$$

$$Q = 72000 \text{ kg}; \; D \sin\varphi = \frac{1}{8} \cdot 1600 \cdot 10^2 \cdot 0{,}574 = 11480 \text{ kg},$$

mithin $$n = \frac{83480}{3{,}15} \left(1 + \frac{6 \cdot 0{,}374}{3{,}15}\right) = 45370 \text{ kg/qm}$$

oder $$n = 4{,}5 \text{ kg/qcm (abger.)}.$$

Die Normalpressung an der Vorderkante hat somit dadurch, dafs der Erddruck unter dem Reibungswinkel zum Lote der Wandfläche wirkt, einen für gewöhnlichen Baugrund zulässigen Wert erreicht.

In ähnlicher Weise erhält man bei Herstellung der Mauer aus Ziegeln, da alsdann $\frac{\gamma_1}{\gamma} = 1$, $e = 0{,}555$ m. Dieser Wert von e ist gröfser als $\frac{1}{6}$ der Grundlinie und ergibt sich daher für die Normalpressung an der Vorderkante:

$$n = \frac{2}{3} \left(\frac{Q + D \sin\varphi}{\frac{b}{2} - e}\right)$$

oder, da $Q = 10 \cdot 3 \cdot 1600 = 48000$ kg; $D \sin\varphi = 11480$ kg; $b = 3{,}15$ m; $e = 0{,}555$ m;

$$n = \frac{2}{3} \cdot \frac{59480}{1{,}02} = 38875 \text{ kg/qm}, \text{ oder } n = 3.9 \text{ kg/qcm (abger.)}.$$

Die anfänglich an der Vorderkante der Mauergrundfläche vorhandene Normalpressung hat sich also dadurch, dafs der Erddruck nach der Drehung der Mauer unter dem Reibungswinkel zum Lote der Wandfläche wirkt, von 21,3 bis auf 3,9 kg/qcm erniedrigt.

In Bezug auf die Streitfrage über die Richtung des Erddruckes gegen eine Stützwand mag hier noch darauf hingewiesen werden, dafs sich Flamant in den Annales des ponts et chaussées 1882, Juni, S. 616 bis 624, entschieden für die auch vom Verfasser vertretene Auffassung ausspricht. Er stützt sich dabei auf die Angaben des im Bauwesen sehr erfahrenen englischen Ingenieurs Baker (s. Minutes of proceedings of the society of civil engineers 1881, August), nach welchen zahlreiche Stützmauern mit wagerecht abgeglichener Hinterfüllung gestanden haben, die bei einem wagerechten Erddrucke von der Gröfse $\frac{\gamma h^2}{2} \cdot tang^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$ nachweislich hätten umstürzen müssen.

Weiter führt Flamant für seine Ansicht folgenden, leicht ausführbaren Versuch an: Man setze einen leichten Holzkasten, dessen Breite etwas gröfser als die Höhe ist,

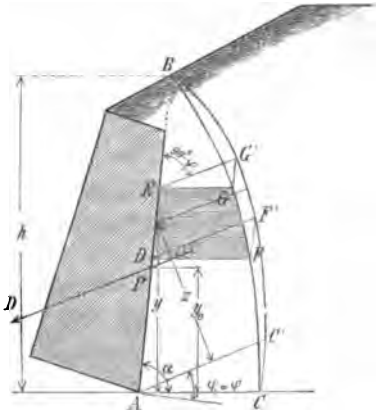
auf den Boden und verhindere das Gleiten desselben durch zwei nur wenig aus dem Boden hervorragende Pflöcke. Hinterfüllt man jetzt den Kasten mit Sand, so müfste sich derselbe, da sein Gewicht nur gering, um die Vorderkante drehen, wenn der Erddruck wagerecht wirkte. Man wird aber die Erfahrung machen, dafs der Kasten in Ruhe bleibt. Es mufs also der Erddruck die Grundfläche des Kastens noch schneiden und daher schräg zur gedrückten Wandfläche gerichtet sein.

Flamant schliefst mit Recht hieraus, dafs in diesem Falle, wie auch bei Stützmauern, die volle Reibung an der Wandfläche zur Geltung kommt und dafs man unter Berücksichtigung des letzteren Umstandes bei der Berechnung von Stützmauern Abmessungen erhält, welche als vollständig ausreichend zu bezeichnen sind.

Was endlich die Gröfse des Reibungswinkels der Erde auf Mauerwerk anlangt, so kann man denselben im allgemeinen gleich dem natürlichen Böschungswinkel der Erde setzen. In den meisten Fällen wird zwar der Reibungswinkel der Erde auf der rauhen Mauerfläche gröfser als ihr natürlicher Böschungswinkel sein, jedoch wird sich, wenn der gestützte Erdkörper an der Wand gleitet, an letzterer eine dünne Erdschicht festsetzen, so dafs die Bewegung so erfolgt, als verschöben sich zwei Erdkörper aneinander.

§ 10. Angriffspunkt des Erddruckes. Den Angriffspunkt des Erddruckes bestimmt man in einfacher Weise aus der für die Stützwand geltenden Druckfläche. Setzt man letztere als an einer Seite krummlinig begrenzt und die Wand als eben voraus, so kommt auf ein beliebiges Wandelement der Breite $E D = d s$ (s. Abb. 13) und Länge gleich Eins, rechtwinkelig zur Bildebene gemessen, der Erddruck $\gamma \times$ Fläche $E G F D = \gamma d F$, worin γ das Gewicht der Kubikeinheit Erde bezeichnet.

Abb. 13.



Trägt man nun in den Punkten A, D, E u. s. w. an die Wandfläche die Geraden $A C'$, $D F'$, $E G'$ u. s. w. unter dem Reibungswinkel gleich dem natürlichen Böschungswinkel φ der Erde zum Lote der Wand an und zieht aus den mit A, D, E u. s. w. auf gleicher Höhe liegenden Punkten C, F, G u. s. w. des Bogens $B C$ die Linien $C C' \parallel F F' \parallel G G' \parallel A B$, so ist das Flächenelement $E G F D$ inhaltsgleich mit $E D F' G' = d F'$ und die Fläche $A B C = A B C' = F'$.

Das Flächenelement $E D F' G'$ stellt den auf $E D$ wirkenden Erddruck in Gröfse und Richtung dar und geht mithin der auf $A B$ lastende Druck D, welcher die Summe all dieser Einzeldrücke bildet, durch den Schwerpunkt von $A B C'$ und ist parallel zu $A C'$ gerichtet. Für den Schnittpunkt P von D mit der Wandfläche hat man, wenn bezeichnet:

α den Neigungswinkel der Wand $A B$ mit der Wagerechten,

z bezw. y die Schwerpunktsabstände der Flächenelemente $E G' F' D$ und $E D F G$ von $A C'$ bezw. $A C$,

z_0 bezw. y_0 den Schwerpunktsabstand der Fläche $A B C'$ von $A C'$ bezw. $A B C$ von $A C$:

$$z_0 = \frac{1}{F'} \int d F' \, . \, z \quad \text{oder, weil } z = y \, . \, \frac{\cos \varphi}{\sin \alpha},$$

$$z_0 = \frac{\cos \varphi}{\sin \alpha} \, . \, \frac{1}{F'} \int d F' \, . \, y.$$

Der Angriffspunkt P des Erddruckes hat daher über AC die Höhe:

$$\Delta h = \frac{z_0}{\cos\varphi} \cdot \sin\alpha = \frac{1}{F}\int dF \cdot y.$$

Denselben Abstand von AC hat der Schwerpunkt der Druckfläche ABC und ergibt sich daher die Regel: Bei ebener Wandfläche liegt der Angriffspunkt des Erddruckes mit dem Schwerpunkte der zugehörigen Druckfigur auf gleicher Höhe.

Wenn die Wand und anschliefsende Geländefläche eben sind, wird nach § 4 die Druckfläche durch ein Dreieck gebildet und liegt daher der Angriffspunkt des Erddruckes im Drittel der Wandhöhe, vom Fufspunkte derselben ab gemessen.

Eine etwas höhere Lage jenes Punktes tritt ein, wenn die Wand eben, die Geländefläche aber gebrochen nach Abb. 9 verläuft. Der Höhenunterschied ist aber nur ein unbedeutender, indem sich der Angriffspunkt z. B. bei vertikaler Wand nur bis auf $d = \frac{3}{8} h$ über den Fufspunkt derselben heben kann. Man macht daher keinen ins Gewicht fallenden Fehler, wenn man im vorliegenden Falle für alle Überschüttungshöhen $d = \frac{1}{3} h$ setzt.

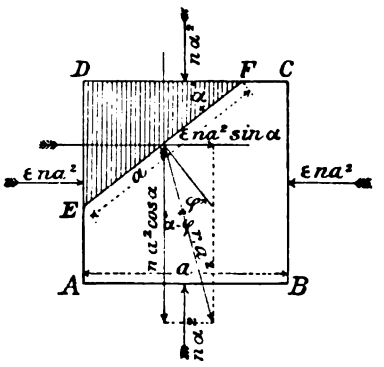
Wenn die Stützwand unterschnitten oder gekrümmt ist, verliert die obige Regel für den Angriffspunkt des Erddruckes ihre Giltigkeit, indem die Drücke auf die einzelnen Wandelemente einander nicht mehr (insgesamt) parallel sind. Man kann dieselbe alsdann nur auf die Teile der Wand und Druckfläche anwenden, für welche der Parallelismus letzterer Drücke vollständig oder doch angenähert besteht.

Abschnitt II.

Druck im unendlichen Erdkörper.

§ 11. Gleichgewicht eines würfelförmigen Erdteilchens, dessen Aufsenflächen nur Normalpressungen ausgesetzt sind. Die eine Grundfläche des unendlich kleinen Erdwürfels $ABCD$ (Abb. 14) falle mit der Bildebene zusammen und habe die Seitenlänge a. Die beiden einander gegenüberliegenden Seitenflächen DC und AB seien für die Quadrateinheit der Normalpressung n,, sämtliche übrigen Flächen derjenigen von εn ausgesetzt. Ferner werde die Erde als kohäsionslos und der natürliche Böschungswinkel derselben $= \varphi$ angenommen.

Abb. 14.



Schneidet man von dem gegebenen Erdteilchen durch eine rechtwinkelig zur Bildebene stehende Ebene EF der Länge a das dreiseitige Prisma EDF ab, so müssen sich die auf die Seitenflächen DE, FD und EF wirkenden Kräfte das Gleichgewicht halten. Auf DF kommt die Normalpressung $DF \cdot a \cdot n = a^2 \cdot n \cos\alpha$, auf DE die von $DE \cdot a\varepsilon n = \varepsilon n a^2 \sin\alpha$ und auf EF die schiefe Pressung $a^2 r$. Nimmt man hierin n als bekannt an, so hat man ε so zu wählen, dafs sich das Prisma EDF im Grenzzustande des Gleichgewichtes befindet und dafs demnach der Druck auf EF unter dem Reibungswinkel zur Normalen wirkt. Unter diesen Bedingungen schliefst letzterer Druck mit der Parallelen zu DA den Winkel $\alpha - \varphi$ ein und es ergibt sich:

$$a^2 \varepsilon n \,.\, sin\,\alpha = a^2 n \cos\alpha \,.\, tang\,(\alpha - \varphi)$$

$$\varepsilon = \frac{tang\,(\alpha - \varphi)}{tang\,\alpha} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 19.$$

Damit nun das Gleichgewicht des in Rede stehenden Prismas bei jedem beliebigen Schnittwinkel α gewahrt bleibe, mufs ε dem Gröfstwerte der Funktion entsprechen. Demnach

$$\frac{d\,\varepsilon}{d\,\alpha} = 0 = \frac{tang\,\alpha}{\cos^2(\alpha - \varphi)} - \frac{tang\,(\alpha - \varphi)}{\cos^2\alpha}, \text{ oder}$$

$$sin\,2\,\alpha = sin\,2\,(\alpha - \varphi);\ \alpha = 45° + \frac{\varphi}{2};\ \varepsilon = \frac{tang\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)}{tang\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)}$$

$$\varepsilon = tang^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 20.$$

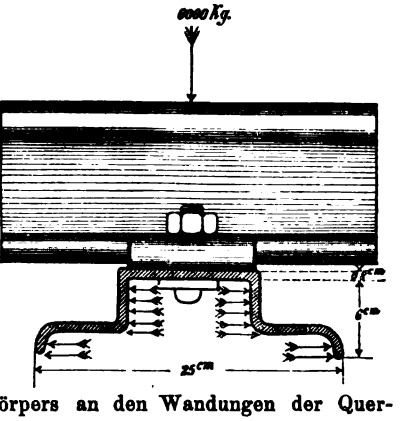
Hiernach hat man:

$\varphi°$ =	20	25	30	33	35	38	40	45
ε =	0,490	0,406	0,333	0,295	0,270	0,238	0,217	0,171.

Für $\varphi = 0$, d. h. für Wasserdruck ist $\varepsilon = 1$ und für Erde, deren natürlicher Böschungswinkel etwa 37° beträgt, $\varepsilon = 1/4$. Im letzteren Falle übt also ein würfelförmiges Erdelement, welches in der einen Achsenrichtung mit p kg für die Quadrateinheit gedrückt wird, rechtwinkelig zu dieser Achse einen Seitendruck von $\frac{p}{4}$ kg für die Quadrateinheit aus. Auf der unter dem Winkel $\alpha = 45° + \frac{\varphi}{2}$ verlaufenden Schnittfläche EF ist beim Vorhandensein eines Seitendruckes von $n\,tang^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$ die volle Reibung zur Erhaltung des Gleichgewichtes nötig; sie ist daher eine Gleitfläche.

Beispiel. Wie grofs ist der Seitendruck, den ein in einer Haarmann'schen Querschwelle von 2,3 m Länge und 25 cm Stützbreite eingeschlossener Bettungskörper ausübt, wenn jede der beiden Fahrschienen einen Druck von 6000 kg auf die Schwelle überträgt? (Abb. 15).

Abb. 15.



Nimmt man an, dafs sich der Druck von 6000 kg auf je 40 cm Schwellenlänge zu beiden Seiten der Fahrschiene gleichmäfsig verteile, so kommt auf den Grundrifs des betreffenden Schwellenstückes von 80 cm Länge der Druck $p = \frac{6000}{80.25} = 3$ kg/qcm. Ein würfelförmiges Teilchen der Bettung von 1 cm Seite übt bei $\varphi = 37°$ mithin den Seitendruck $\frac{p}{4} = \frac{3}{4}$ kg/qcm aus und die etwa 6 cm hohe Bettung f. d. lfd. Centimeter denjenigen von $6 \,.\, \frac{3}{4} = 4{,}5$ kg.

Der in der Schwelle eingeschlossene Bettungskörper überträgt sonach auf dieselbe einen Seitendruck von $2 \,.\, 80 \,.\, 4{,}5 = 720$ kg, welcher die Schwelle auf Querbiegung beansprucht. In der vorstehenden Berechnung ist die Reibung des Bettungskörpers an den Wandungen der Querschwelle nicht berücksichtigt.

§ 12. Die Hauptdrücke. Wir schneiden aus einem kohäsionslosen Erdkörper, dessen ebene Oberfläche rechtwinkelig zur Bildebene steht, durch eine zu letzterer im Abstande $d\,a$ parallele Ebene eine unendlich dünne Erdschicht heraus und betrachten in dieser ein würfelförmiges Erdteilchen M, dessen Kantenlänge $= d\,a$ ist. Die eine Seitenfläche $A\,B\,C\,D$ des Elementes falle mit der Bildebene zusammen (s. Abb. 16) und sei noch φ der natürliche Böschungswinkel der Erde und δ der Neigungswinkel des Geländes zur Wagerechten.

Abb. 16.

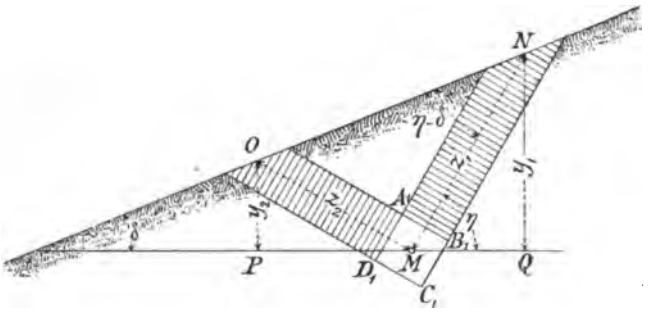
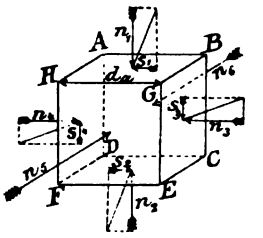


Abb. 16a.



Unter den gemachten Voraussetzungen haben die in den beiden Parallelebenen liegenden Seitenflächen $A\,B\,C\,D$ und $H\,G\,E\,F$ Normalpressungen auszuhalten, während die übrigen Flächen des Würfels im allgemeinen schiefen Pressungen ausgesetzt sind. Bezeichnen wir letztere für die Quadrateinheit mit r_1, r_2, r_3, r_4 und zerlegen dieselben in die Normalspannungen n_1, n_2 u. s. w. und die Schubspannungen s_1, s_2 u. s. w., so folgt für das Gleichgewicht, da die Normal- bezw. Schubspannungen je zweier einander gegenüberliegenden Flächen des Würfels nur um unendlich kleine Gröfsen voneinander abweichen:

$$n_1 = n_2;\quad n_3 = n_4;\quad \text{ferner } s_1 = s_2 \text{ und } s_3 = s_4.$$

Wählt man $C\,E$ zur Drehachse, so folgt weiter

$$s_1\,d\,a = s_4\,d\,a;\quad s_1 = s_4,\quad \text{daher } s_1 = s_2 = s_3 = s_4.$$

Die Schubspannungen für die Quadrateinheit der rechtwinkelig zur Bildebene stehenden Seitenflächen des Würfels sind also einander gleich.

In Bezug auf letztere ist noch zu bemerken, dafs, wenn man die Seitenfläche $A\,B\,H\,G$ durch Drehung um eine durch die Mitte des Würfels gehende, rechtwinkelig zur Bildebene stehende Achse in die Lage $B\,C\,G\,E$ überführt, die Schubspannung s_1 eine der anfänglichen entgegengesetzte Lage annimmt; es mufs mithin eine Zwischenlage $A_1\,B_1$ vorhanden sein, in welcher $s_1 = 0$ ist. Gleichzeitig sind dann alle Schubspannungen $= 0$ und der Würfel ist nur Normalpressungen ausgesetzt. Von letzteren sind diejenigen, welche auf die Seitenflächen $A\,B\,C\,D$, $B\,C\,G\,E$, $H\,G\,F\,E$ und $A\,D\,H\,F$ wirken, einander gleich, indem diese Flächen zur Fläche $A\,B\,H\,G$ in ganz gleichem Verhältnisse stehen; es ist also:

$$n_3 = n_4 = n_5 = n_6.$$

Hat nun n_1, wenn die Schubspannungen $= 0$ sind, den Wert n, so folgt für den entsprechenden Wert von $n_3 = n_4$ u. s. w. zufolge dem § 11:

$$n_3 = \varepsilon\,n = n\,tang^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Diese Normalpressungen nennt man die Hauptdrücke. Dieselben wirken rechtwinkelig zu einander, haben im Erdkörper, wie sich leicht beweisen läfst, überall dieselbe Lage und stehen in dem Verhältnisse $\frac{n_3}{n_1} = \frac{\varepsilon\,n}{n} = tang^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$.

Für den Winkel, den der Hauptdruck n mit der durch M gehenden Wagerechten einschliefst, ergibt sich, wenn bezeichnet:

$z_1 = M\,N$, $z_2 = M\,O$ den Abstand des Erdteilchens M von der Geländefläche in Richtung des Hauptdruckes n, bezw. $\varepsilon\,n$;

y_1, y_2 die Ordinate des Punktes N, bezw. O in Bezug auf die durch M gehende Wagerechte;

γ das Gewicht der Raumeinheit Erde;

η den Winkel des Hauptdruckes n mit der Wagerechten:

$$n = \gamma z_1 \sin\eta = \gamma y_1; \quad \varepsilon n = \gamma z_2 \cos\eta = \gamma y_2,$$

indem die Erdprismen $A_1 B_1 N$ und $A_1 D_1 O$ auf ihre Begrenzungsflächen nur Normaldruck ausüben und daher hinsichtlich des Druckes auf ihre Grundflächen $A_1 B_1$ und $A_1 D_1$ wie eine in ein Rohr eingeschlossene Flüssigkeit zu betrachten sind. Aus den vorstehenden Gleichungen folgt:

$$\varepsilon = \frac{y_2}{y_1} = \frac{z_2}{z_1}\,\frac{1}{tang\,\eta} = \frac{tang\,(\eta-\delta)}{tang\,\eta};$$

mithin

$$tang\,\eta = \frac{1}{2\,tang\,\delta}\left(\frac{1}{\varepsilon}-1\right) \pm \sqrt{\frac{1}{4\,tang^2\delta}\left(\frac{1}{\varepsilon}-1\right)^2 - \frac{1}{\varepsilon}}, \quad \ldots \quad 21.$$

worin

$$\varepsilon = tang^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Wenn das Gelände unter dem natürlichen Böschungswinkel φ ansteigt, also $\sphericalangle \delta = \varphi$ ist, nimmt der Ausdruck unter dem Wurzelzeichen den Wert Null an; demnach

$$tang\,\eta = \frac{1}{2\,tang\,\varphi}\left[\frac{1}{tang^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)} - 1\right] = \frac{1 + tang\,\frac{\varphi}{2}}{1 - tang\,\frac{\varphi}{2}} = tang\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)$$

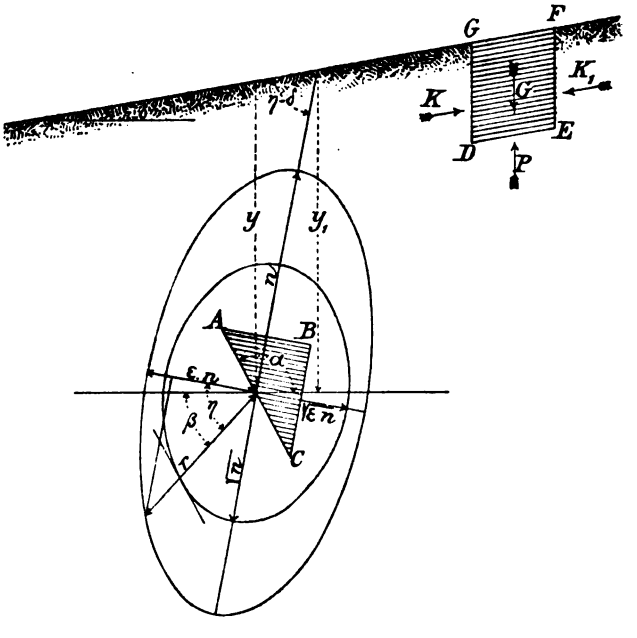
und hieraus:

$$\sphericalangle \eta = 45° + \frac{\varphi}{2} \qquad 22.$$

Für Geländewinkel $\delta < \varphi$ kommt in der Gleichung 21 nur das obere Zeichen vor der Wurzel in Frage, da das untere die Hauptdrücke n und εn gröfser ergeben würde, als sie dem natürlichen Böschungswinkel $\varphi = \delta$ entsprechen, was unmöglich ist.

§ 13. Druck im unendlichen Erdkörper in beliebiger Richtung. Der auf seine Druckverhältnisse zu untersuchende Erdkörper habe eine ebene, rechtwinkelig zur Bildebene stehende Oberfläche GF (Abb. 17), welche mit der Wagerechten den Winkel δ bildet und sei im übrigen unbegrenzt. Der natürliche Böschungswinkel der Erde sei φ, das Gewicht derselben für die Raumeinheit γ und werde dieselbe als kohäsionslos angenommen.

Abb. 17.



Betrachtet man von dem Erdkörper einen Teil, der durch die Lotebenen GD, FE und die zum Gelände parallele Ebene DE begrenzt wird, so folgt, wenn G das Gewicht des Prismas $GDEF$, ferner K, K_1 die Drücke auf die Lotebenen und P den Druck auf die Ebene DE bezeichnen: $K = K_1$ und $K \parallel K_1$, indem die von diesen Kräften beanspruchten Lotebenen

in ganz gleichem Verhältnisse zur Oberfläche des Erdkörpers stehen. Es ist daher auch $G = P$ und $G \parallel P$. Im unendlichen Erdkörper mit ebener Oberfläche erleiden mithin Lotebenen parallel zur Oberfläche gerichtete Drücke, und Ebenen, welche parallel zur Oberfläche liegen, senkrechte Drücke.

Um nun für beliebig gerichtete Ebenen im Erdkörper den Druck zu bestimmen, wollen wir das Gleichgewicht eines in der Tiefe y unter der Geländefläche liegenden geraden, dreiseitigen Prismas untersuchen, dessen Grundfläche ein unendlich kleines rechtwinkeliges Dreieck der Katheten AB und BC und dessen Höhe = Eins ist. Die Katheten seien so gedreht, dafs sie in die Richtung der Hauptdrücke fallen und bezeichne:

n den auf AB für die Quadrateinheit wirkenden Hauptdruck;
εn den auf die Quadrateinheit von BC wirkenden Hauptdruck;
r die auf AC für die Quadrateinheit lastende schiefe Pressung;
β den Neigungswinkel von r zur Wagerechten;
α desgl. denjenigen von AC;
η desgl. denjenigen des Hauptdruckes n zur Wagerechten.

Für den Winkel β ergibt sich alsdann:

$$tang\,(\eta - \beta) = \frac{\varepsilon n \,.\, BC}{n\,AB} = \frac{\varepsilon\, cos\,(\alpha - \eta)}{sin\,(\alpha - \eta)} = \varepsilon\, cotang\,(\alpha - \eta).$$

Dem vorigen Paragraphen zufolge ist aber $\varepsilon = \frac{tang\,(\eta - \delta)}{tang\,\eta}$, daher

$$tang\,(\eta - \beta) = \frac{tang\,(\eta - \delta)}{tang\,\eta} \,.\, cotang\,(\alpha - \eta) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 23.$$

Setzt man in dieser Gleichung $\sphericalangle\, \alpha = \delta$, nimmt man also AC parallel zur Geländefläche GF, so folgt:

$$tang\,(\eta - \beta) = -\frac{1}{tang\,\eta};\quad tang\,(\beta - \eta) = tang\,(90° - \eta),$$

also Winkel $\beta = 90°$, d. h. der Druck auf AC wirkt senkrecht, wie bereits früher gefunden.

Für die Druckrichtung auf eine Lotebene hat man $\alpha = 90°$ zu setzen und erhält dann $tang\,(\eta - \beta) = tang\,(\eta - \delta)$, Winkel $\beta = \delta$. Der Druck auf die Lotebene wirkt sonach parallel zur Geländefläche, wie ebenfalls früher ermittelt wurde.

In Bezug auf die Gröfse des Erddruckes r findet man leicht aus Abb. 17 (S. 317):

$$r = n\,\sqrt{sin^2\,(\alpha - \eta) + \varepsilon^2\, cos^2\,(\alpha - \eta)}.$$

Nun ist $n = \gamma\, y_1 = \gamma \,.\, y \,.\, cos\,\delta \,.\, \frac{sin\,\eta}{sin\,(\eta - \delta)}$ und $\varepsilon = \frac{tang\,(\eta - \delta)}{tang\,\eta}$, mithin

$$\left.\begin{aligned} r &= \gamma \,.\, y \,.\, cos\,\delta \,.\, sin\,\gamma\, \frac{cos\,(\alpha - \eta)}{sin\,(\eta - \delta)}\, \sqrt{tang^2\,(\alpha - \eta) + \varepsilon^2} \\ r &= \gamma \,.\, y \,.\, cos\,\delta \,.\, cos\,\eta\, \frac{cos\,(\alpha - \eta)}{sin\,(\eta - \delta)}\, \sqrt{tang^2\,\eta \,.\, tang^2\,(\alpha - \eta) + tang^2\,(\eta - \delta)} \end{aligned}\right\} \quad . \quad 24.$$

Hiernach hat man für den Druck auf eine zur Oberfläche in der Tiefe y parallele Ebene, indem alsdann Winkel $\alpha = \delta$ ist, $r = -\gamma\, y\, cos\,\delta$, also gleich dem Gewichte des über der betreffenden Ebene stehenden (durch Lotebenen begrenzten) Erdprismas.

Zerlegt man r in die Seitenkräfte x und t, von denen x in die Richtung von εn und t in die von n fällt, so folgt:

$$r^2 = x^2 + t^2,\quad tang\,(\eta - \beta) = \frac{x}{t},\quad x = \varepsilon n\, cos\,(\alpha - \eta),\quad t = n\, sin\,(\alpha - \eta),$$

$$x^2 + t^2 = n^2\, sin^2\,(\alpha - \eta)\,[1 + \varepsilon^2\, cotang^2\,(\alpha - \eta)]$$

oder, da $$tang\,(\eta-\beta)=\frac{\varepsilon n\,cos(\alpha-\eta)}{n\,sin\,(\alpha-\eta)}=\varepsilon\,cotang\,(\alpha-\eta),$$

$$x^2+t^2=n^2\,sin^2\,(\alpha-\eta)\,[1+tang^2\,(\eta-\beta)].$$

Setzt man hierin $sin^2\,(\alpha-\eta)=\frac{1}{1+\frac{1}{\varepsilon^2}\,tang^2(\eta-\beta)}$ und drückt $tang\,(\eta-\beta)$ durch seinen Wert $\frac{x}{t}$ aus, so ist das Ergebnis

$$x^2+t^2=\frac{n^2}{1+\frac{1}{\varepsilon^2}\,\frac{x^2}{t^2}}\left(1+\frac{x^2}{t^2}\right)$$

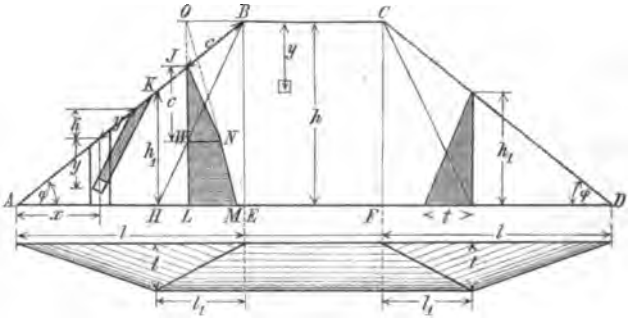
oder vereinfacht $$\frac{t^2}{n^2}+\frac{x^2}{\varepsilon^2\,n^2}=1 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 25.$$

Der Druck r stellt sich also für die verschiedenen Lagen der Ebene AC nach einer Ellipse — der sogenannten Spannungsellipse[1]) — dar, deren halbe grofse Achse $=n$ und deren halbe kleine $=\varepsilon n$ ist. Der gröfste Druck $=n$ wird daher auf AC ausgeübt, wenn sie in die Lage von AB kommt, der kleinste $=\varepsilon n$, wenn sie die Lage von BC einnimmt. Für die Normalpressungen in dem Erdkörper hat man mithin die Beziehung $n_{max}=n$, $n_{min}=\varepsilon n$ für die Quadrateinheit.

Zeichnet man zu der Spannungsellipse eine mittelpunktsgleiche Ellipse, deren entsprechende grofse, bezw. kleine Halbachse die Gröfse $\sqrt{n}$, bezw. $\sqrt{\varepsilon n}$ hat, so entsteht die sogenannte „Stellungsellipse“. Zieht man an dieselbe eine Berührungsgerade parallel zur Schnittebene AC (Abb. 17), so gibt der nach dem Berührungspunkte gehende Leitstrahl die Richtung des auf AC lastenden Erddruckes r an.

§ 14. Druck eines Dammkörpers von trapezförmigem Querschnitt auf eine beliebige Ebene. Es werde angenommen, dafs die äufseren Begrenzungsflächen des Dammes $ABCD$ (Abb. 18) Ebenen seien, welche rechtwinkelig zur Bildebene stehen. Die Krone BC verlaufe wagerecht und die Seitenflächen AB und CD unter dem natürlichen Böschungswinkel φ zur Wagerechten. Wir legen nun durch den Damm eine beliebige, seine Längenachse schneidende Ebene und ermitteln den Druck auf diese unter der Voraussetzung, dafs die Erde kohäsionslos sei und ein Gewicht von γ kg/cbm habe. Hinsichtlich der Lage der Ebene unterscheiden wir drei verschiedene Fälle.

Abb. 18.



1. **Die Schnittebene fällt mit der Bildebene zusammen.** Im vorliegenden Falle sind die Wandelemente nur Normalpressungen ausgesetzt, indem die Bildebene den Erdkörper in zwei gleichgestaltete Teile zerlegt. Für den mittleren rechteckigen Teil des Querschnittes betragen letztere Pressungen in der Tiefe von y Meter unter der Dammkrone BC:

$$p=\gamma\,.\,y\,.\,\varepsilon=\gamma\,.\,y\,tang^2\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right)\ \text{kg/qm}$$

[1]) Winkler. Neue Theorie des Erddruckes nebst einer Geschichte der Theorie des Erddruckes und der hierüber angestellten Versuche. Wien 1872.

und erleidet daher die Wandfläche $BCFE$ für das Meter ihrer Breite den Normaldruck

$$P = \frac{\gamma h^2}{2} tang^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) \text{kg}.$$

Schwieriger gestaltet sich die Druckermittelung in den beiden dreieckförmigen Teilen ABE und CDF des Querschnittes. Zieht man zunächst BH in Richtung des gröfsten Normaldruckes, wie derselbe dem unter dem Böschungswinkel φ abgeglichenen Erdkörper entspricht, $\eta = 45° + \frac{\varphi}{2}$, so gilt für den Druck auf ein beliebiges Flächenelement des Dreiecks ABH, wenn dasselbe y Meter unter der Geländefläche liegt:

$$p = \gamma (y + k)\, \varepsilon = \gamma . y (1 + sin\, \varphi)\, tang^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) \text{kg/qm},$$

oder weil

$$tang^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1 - sin\, \varphi}{1 + sin\, \varphi},$$

$$p = \gamma y (1 - sin\, \varphi) \text{ kg/qm} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 26.$$

Ein Wandstreifen der Höhe y und Breite dx erhält hiernach den Druck

$$dP = \frac{\gamma y^2}{2} (1 - sin\, \varphi)\, dx,$$

oder auf die Längeneinheit zurückgeführt:

$$\frac{dP}{dx} = \frac{\gamma y^2}{2} (1 - sin\, \varphi) \text{ kg} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 27.$$

Auf dem dreieckförmigen Wandteile AHK lastet sonach der Druck:

$$P = \frac{\gamma}{2} (1 - sin\, \varphi) \int_0^{h_1} y^2\, dx = \frac{\gamma}{2} \frac{(1 - sin\, \varphi)}{tang\, \varphi} \int_0^{h_1} y^2\, dy,$$

$$P = \gamma \frac{(1 - sin\, \varphi)\, h_1}{3} \cdot \frac{h_1 x_1}{2}, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 28.$$

d. h. der Normaldruck auf das Dreieck AKH wird durch eine Erdpyramide dargestellt, deren Grundfläche $= AKH$ und deren Spitze auf der durch H gehenden Lotrechten zur Bildfläche im Abstande $(1 - sin\, \varphi)\, h_1$ liegt.

Der Angriffspunkt von P stimmt überein mit der Vertikalprojektion des Schwerpunktes dieser Pyramide auf die Bildebene.

Für einen Wandstreifen von gröfserer Höhe als h_1 sind die vorstehenden Gleichungen ungiltig, indem die unter dem Winkel $\eta = 45° + \frac{\varphi}{2}$ verlaufende Richtung des gröfsten Normaldruckes für die unteren Teile des Streifens nicht mehr durch die Böschungslinie AB geht, sondern die Krone BC durchschneidet.

Der Grenzwert h_1 für die Streifenhöhe ergibt sich aus der Gleichung

$$h = h_1 (1 + sin\, \varphi) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 29.$$

Ist z. B. Winkel $\varphi = 33°$, daher $sin\, \varphi = 0{,}545$, so folgt $h = 1{,}545\, h_1$ und mufs demnach die Überschüttungshöhe des Streifens mindestens $0{,}545\, h_1$ betragen.

Der ganze Druck für das Dreieck ABH wird, wie man leicht erkennt, durch eine Pyramide gemessen, deren Grundfläche das Dreieck ABH, und deren Spitze mit derjenigen der Pyramide für den Normaldruck P zusammenfällt.

Was die Druckverhältnisse des Dreiecks BEH anlangt, so hat ein in der Senkrechten BE liegendes Wandteilchen in der Tiefe y unter der Dammkrone den Druck

$$p = \gamma\, y\, tang^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) \text{kg/qm}$$

auszuhalten. Derselbe Druck lastet auch auf den Elementen des Dreiecks, welche mit letzterem Elemente auf derselben Wagerechten liegen, indem die Druckhöhe für alle

die gleiche ist. Demnach stellt sich der Druck auf den Wandteil BEH durch eine Pyramide dar, deren Grundfläche ein Rechteck der Länge $HE = l_1$ und Breite

$$t = h \,.\, tang^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = h_1\,(1 - sin\,\varphi)$$

ist, und deren Spitze in B liegt.

Faſst man die im Vorstehenden gefundenen Ergebnisse zusammen, so ergibt sich, daſs der Gesamtdruck N für die dreieckförmige Wandfläche ABE durch eine Pyramide gemessen wird, deren Höhe $= h$ und deren Grundfläche ein Paralleltrapez der Höhe $t = h\,tang^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$ und der parallelen Seiten $AE = l$ und $HE = l_1$ ist, also

$$N = \gamma\,(l_1 + l)\,tang^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)\frac{h^2}{6} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 30.$$

Abb. 19.

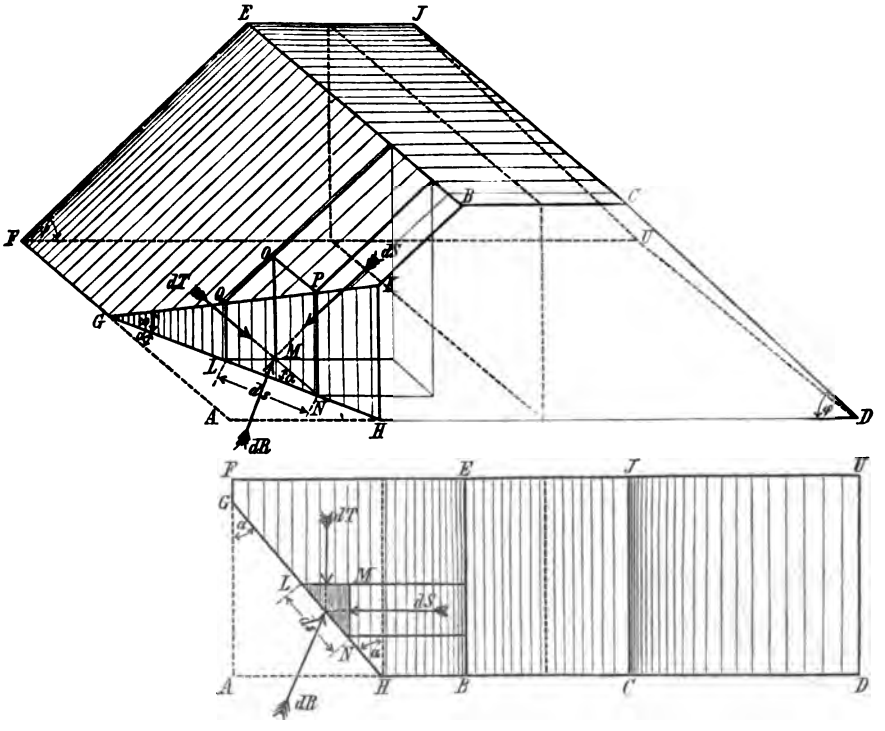


Abb. 19 *a*. *Grundriſs.*

Der Fuſspunkt des Lotes vom Schwerpunkte dieser Pyramide auf die Bildebene bildet offenbar den Angriffspunkt von N.

Für die Druckfläche eines zwischen den Parallelen KH und BE gelegenen Wandstreifens der Höhe $JL = h_x$ ergibt sich ein Dreieck JWN, an welches sich nach unten ein Trapez $NWLM$ schlieſst. Hierin entspricht W dem Schnittpunkte der Richtung des durch B gehenden gröſsten Normaldruckes mit der Senkrechten h_x des Streifens. Weiter hat man

$$NW = c\,(1 - sin\,\varphi) = OW\,tang^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right); \quad ML = h \,.\, tang^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Es müssen sich daher die Verlängerungen der Seiten NM und WL in einem Punkte O schneiden, der auf der Verlängerung der Dammkrone BC liegt.

Der auf die Längeneinheit des Wandstreifens kommende Druck hat die Gröfse:

$$D = \gamma\,(\Delta\,O\,M\,L - \Delta\,O\,J\,N) = \frac{\gamma}{2}\left[h^2\,tang^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) - c^2\,sin\,\varphi\,(1 - sin\,\varphi)\right]$$

$$D = \gamma\,.\,\frac{1 - sin\,\varphi}{2}\left(\frac{h^2}{1 + sin\,\varphi} - c^2\,sin\,\varphi\right)\text{ kg/m} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 31.$$

2. Die Schnittebene geht durch eine beliebige Senkrechte des Dammquerschnittes und schliefst mit der Bildebene einen gegebenen Winkel ein. Wir setzen zunächst voraus, dafs die Schnittebene durch eine Senkrechte HK (Abb. 19) des Dammquerschnittes gehe, deren Länge $h_1 \leq \frac{h}{1 + sin\,\varphi} = \frac{h}{1{,}545}$ für $\varphi = 33°$ und betrachten von der Ebene ein Dreieck GKH, dessen Eckpunkt G auf der Unterkante der Böschungsebene $ABEF$ liegt. Bei dieser Voraussetzung schneidet die Richtung des gröfsten Normaldruckes für jedes Wandelement die Dammböschung und es ist die Druckfläche in jeder Senkrechten der Wand ein Dreieck.

Den Erddruck auf einen Streifen $LNPQ$ der letzteren, dessen Breite $LN = ds$ und Höhe $= y$, kann man sich aus den Drücken zusammengesetzt denken, welche auf den Seitenflächen $OPNM$ und $LMOQ$ eines geraden Prismas $LMNO$ lasten, dessen Grundfläche das in wagerechter Ebene liegende und bei M rechtwinkelige Dreieck LMN ist. Legt man nun die Seitenfläche $LMOQ$ parallel zum Querschnitt $ABCD$ und bezeichnet mit α den Winkel der Spur GH mit der Kante AF, so folgt für den auf die Seitenfläche wirkenden Normaldruck

$$dT = \frac{\gamma\,y^2}{2}\,(1 - sin\,\varphi)\;ds\,.\,sin\,\alpha.$$

Auf die Seitenfläche $OPNM$ wirkt der Erddruck parallel zur Böschungsebene und hat für die Quadrateinheit in der Tiefe z unter OP die Gröfse $\gamma\,z\,cos\,\varphi$. Der Gesamtdruck auf $OPNM$ beträgt sonach

$$dS = \frac{\gamma\,y^2}{2}\,cos\,\varphi\,.\,ds\,cos\,\alpha.$$

Hiernach ergibt sich für den Wandstreifen $QPNL$ die Pressung

$$dR = \frac{\gamma\,y^2}{2}\,ds\,\sqrt{cos^2\varphi\,cos^2\alpha + sin^2\alpha\,(1 - sin\,\varphi)^2}$$

oder für die Längeneinheit:

$$\frac{dR}{ds} = \frac{\gamma\,y^2}{2}\,\sqrt{cos^2\varphi\,cos^2\alpha + sin^2\alpha\,(1 - sin\,\varphi)^2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 32.$$

Der auf die Wand GHK wirkende Erddruck hat mithin den Wert

$$R = \frac{\gamma}{2}\,\sqrt{cos^2\varphi\,cos^2\alpha + sin^2\alpha\,(1 - sin\,\varphi)^2}\int_0^{h_1} y^2\,ds.$$

Ist noch ω der Winkel, welchen die obere Begrenzungslinie der Wand mit der Spur GH bildet, so folgt $ds = dy\,cotang\,\omega$, daher

$$R = \frac{\gamma\,h_1^3}{6}\,cotang\,\omega\,.\,\sqrt{cos^2\varphi\,cos^2\alpha + sin^2\alpha\,(1 - sin\,\varphi)^2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 33.$$

Für $\sphericalangle\,\alpha = 90°$, d. h. wenn die Wand mit der Bildebene zusammenfällt, geht vorstehende Gleichung in die Gleichung 28 über. Der Angriffspunkt der Kraft R in der Wandebene GHK fällt mit dem Aufrifs des Schwerpunktes einer Pyramide zusammen, deren Höhe $= h_1$ und deren Grundfläche ein rechtwinkeliges Dreieck der Katheten

$$GH = h_1\,cotang\,\omega \quad \text{und} \quad h_1\,\sqrt{cos^2\varphi\,cos^2\alpha + sin^2\alpha\,(1 - sin\,\varphi)^2} \quad \text{ist.}$$

Bei schrägen Brückenflügeln kommt von R hauptsächlich der Teil in Frage, welcher in einer Lotebene wirkt, die rechtwinkelig zur gedrückten Wandfläche steht.

Bezeichnet man letzteren für einen Wandstreifen der Höhe y und Breite ds mit dD und zerlegt denselben in eine wagerechte Seitenkraft dH und in eine senkrechte dV, so ergibt sich (Abb. 20):

$$dH = dT \,.\, \sin\alpha + dS \,.\, \cos\varphi \,.\, \cos\alpha,$$

oder für die Längeneinheit nach Einsetzung der Werte von dT und dS:

$$\frac{dH}{ds} = \frac{\gamma y^2}{2}\left[\sin^2\alpha \,.\, (1 - \sin\varphi) + \cos^2\varphi\cos^2\alpha\right].$$

Weiter hat man

$$\frac{dV}{ds} = \frac{\gamma y^2}{2}\cos\alpha\cos\varphi \,.\, \sin\varphi, \quad \text{daher}$$

$$\frac{dD}{ds} = \frac{\gamma y^2}{2}\sqrt{\left[\sin^2\alpha\,(1 - \sin\varphi) + \cos^2\varphi\cos^2\alpha\right]^2 + \cos^2\alpha \,.\, \cos^2\varphi \,.\, \sin^2\varphi} \quad . \; . \; 34.$$

Schliefst der Druck dD mit dem Lote der Wandfläche den Winkel τ ein, so ist

$$tang\,\tau = \frac{dV}{dH} = \frac{\cos\alpha \,.\, \cos\varphi\sin\varphi}{\sin^2\alpha\,(1 - \sin\varphi) + \cos^2\varphi\cos^2\alpha}$$

oder

$$tang\,\tau = \frac{1}{2\cos\alpha}\left(\frac{\sin 2\varphi}{tang^2\alpha\,(1 - \sin\varphi) + \cos^2\varphi}\right) \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; 35.$$

Wenn die Überschüttungshöhe für einen Wandstreifen der Höhe y kleiner als $y\sin\varphi = 0{,}544\,y$ für $\varphi = 33°$ ist, so gelten, wie schon früher bemerkt, die vorstehenden Gleichungen nicht. Die Gröfse des Normaldruckes dT auf die Seitenfläche $LMOQ$ des geraden $LMNO$ bestimmt sich in diesem Falle nach Gleichung 31 zu

$$dT = \gamma \,.\, \frac{1 - \sin\varphi}{2}\left(\frac{h^2}{1 + \sin\varphi} - c^2\sin\varphi\right) . \; ds\sin\alpha,$$

dagegen kann dS in Gröfse und Richtung nur durch ein Annäherungsverfahren ermittelt werden.

Abb. 20.

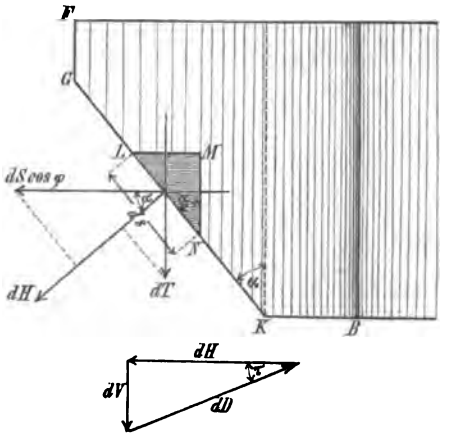


Abb. 20 a.

Abb. 21.

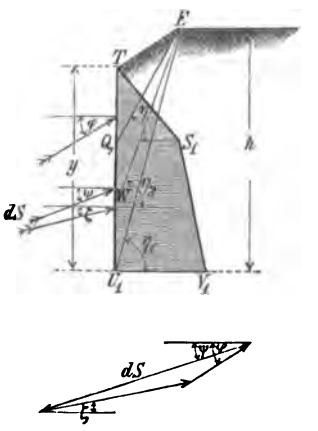


Abb. 21 a.

Ist $y - c$ die Höhe des Streifens, für welche die unter dem Winkel $\eta = 45° + \frac{\varphi}{2}$ gerichtete Hauptspannung durch den Knickpunkt E des Geländes geht (Abb. 21), so ist die Druckfläche für den Teil $TQ_1 = c$ ein Dreieck, dessen Höhe $= c$ und dessen Grundlinie $Q_1 S_1 = c \,.\, \cos\varphi$ ist.

Die Druckfläche des unter Q_1 liegenden Teiles $Q_1 U_1$ kann als ein Paralleltrapez $Q_1 S_1 V_1 U_1$ angesehen werden, dessen Grundlinie $V_1 U_1$ dem im Punkte U_1 wirkenden Erddruck für die Quadrateinheit des Streifens $OPNM$ (Abb. 19, S. 321) in der Tiefe y entspricht.

Nimmt man für den Punkt U_1 die Richtung der Hauptspannung unter $U_1 E$ an und bezeichnet den Winkel von $U_1 E$ zur Wagerechten mit η_1, so folgt für die gesuchte Pressung für die Quadrateinheit:

$$V_1 U_1 = h \sqrt{\cos^2 \eta_1 + \sin^2 \eta_1 \operatorname{tang}^4 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

$$V_1 U_1 = h \cos \eta_1 \sqrt{1 + \operatorname{tang}^2 \eta_1 \operatorname{tang}^4 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)}.$$

Der auf dem Streifen $OPNM$ (vergl. Abb. 19) lastende Druck dS hat mithin die Gröfse: $dS = \frac{\gamma}{2} [c \,.\, Q_1 S_1 + (Q_1 S_1 + U_1 V_1)(y - c)] \, ds \cos \alpha$ (angenähert).

In Bezug auf die Richtung der Kraft dS erkennt man leicht, dafs dieselbe für die Höhe c parallel zur Oberfläche, d. h. also unter dem Winkel φ zur Wagerechten wirkt. Der Druck auf den unter Q_1 liegenden Teil ist je nach der Richtung der gröfsten Normalpressung verschieden.

Der Einfachheit halber wollen wir annehmen, dafs die fragliche Richtung für den Teil $Q_1 U_1$ übereinstimmt mit der Richtung des Druckes, welcher in der Mitte W von $Q_1 U_1$ tätig ist. Bezeichnet nun:

η_2 den Winkel, welchen die gröfste Normalpressung im Erdkörper bei W mit der Wagerechten bildet,

ζ den Winkel, unter welchem der Erddruck in W zur Wagerechten wirkt,

so ist

$$\operatorname{tang}(\eta_2 - \zeta) = \operatorname{tang}^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) \operatorname{tang} \eta_2,$$

aus welchem Ausdrucke $\sphericalangle \zeta$ leicht zu bestimmen. Nunmehr ergibt sich für den Winkel ψ, den dS mit der Wagerechten einschliefst:

$$\operatorname{tang} \psi = \frac{c^2 \,.\, \cos \varphi \sin \varphi + (c \cos \varphi + U_1 V_1)(y - c) \sin \zeta}{c^2 \cos^2 \varphi + (c \cos \varphi + U_1 V_1)(y - c) \cos \zeta}.$$

Für die Gröfse und Richtung des auf den Streifen $LNPQ$ der Wand wirkenden Erddruckes hat man, wenn wieder nur der Teil berücksichtigt wird, welcher in einer Lotebene wirkt, die rechtwinkelig zur Wand steht:

$$\frac{dD}{ds} = \sqrt{\left(\frac{dT}{ds} \sin \alpha + \frac{dS}{ds} \cos \psi \cos \alpha\right)^2 + \left(\frac{dS}{ds}\right)^2 . \sin^2 \psi} \quad \ldots\ldots \quad 36.$$

$$\operatorname{tang} \tau = \frac{\frac{dS}{ds} \sin \psi}{\frac{dT}{ds} \sin \alpha + \frac{dS}{ds} \cos \psi \cos \alpha} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 37.$$

Beispiel. Ein senkrecht stehender, schräger, steinerner Brückenflügel grenze einen geradlinigen, wagerechten Strafsendamm von $h = 10$ m Höhe ab und schliefse mit der Achse des Dammes den Winkel $\alpha = 71° 34'$ ein. Es soll nun für einen Querschnitt des Flügels von 9,02 m Höhe der metrische Erddruck $\frac{dD}{ds}$ unter der Annahme eines natürlichen Böschungswinkels der Erde von $\varphi = 33°$ bestimmt werden.

Dem Vorstehenden zufolge hat man:

$$y = 9{,}02 \text{ m}; \quad \operatorname{tang} \alpha = \operatorname{tang} 71° 34' = 3{,}00; \quad \sin \alpha = 0{,}949; \quad \cos \alpha = 0{,}316;$$

$$y - c = \left[10 \,.\, \operatorname{cotang}\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) - 1{,}5\right] \operatorname{tang}\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) = 7{,}24 \text{ m}; \quad c = 1{,}78 \text{ m};$$

$$\operatorname{tang} \eta_1 = \frac{10}{1{,}5} = 6{,}666; \quad \eta_1 = 81° 28'; \quad \cos \eta_1 = 0{,}148;$$

$$\operatorname{tang} \eta_2 = \frac{10 - \frac{7{,}24}{2}}{1{,}5} = 4{,}25; \quad \eta_2 = 76° 45';$$

$$\operatorname{tang}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tang}^2 28{,}5° = 0{,}543^2 = 0{,}295;$$

$$1 - \sin\varphi = 1 - \sin 33° = 1 - 0{,}545 = 0{,}455;$$

$$Q_1 S_1 = c \,.\, \cos\varphi = 1{,}78 \,.\, \cos 33° = 1{,}78 \,.\, 0{,}839 = 1{,}493 \text{ m};$$

$$V_1 U_1 = 10 \,.\, 0{,}148 \sqrt{1 + 6{,}666^2 \,.\, 0{,}295^2} = 3{,}27 \text{ m};$$

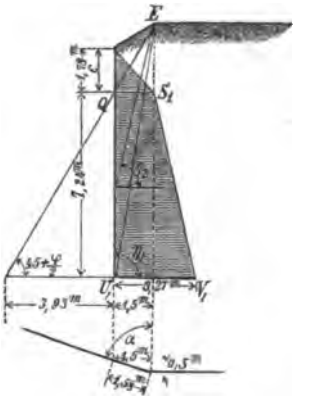
$$\operatorname{tang}(\eta_2 - \zeta) = 0{,}295 \,.\, 4{,}25 = 1{,}254; \quad \eta_2 - \zeta = 51° 25';$$

$$\zeta = 76° 45' - 51° 25' = 25° 20';$$

$$\sin\zeta = 0{,}428; \quad \cos\zeta = 0{,}904.$$

Für den Winkel, den $\frac{dS}{ds}$ mit der Wagerechten einschliefst, folgt:

Abb. 22.



$$\operatorname{tang}\psi = \frac{1{,}78^2 \,.\, 0{,}839 \,.\, 0{,}545 + (1{,}78 \,.\, 0{,}839 + 3{,}27)\, 7{,}24 \,.\, 0{,}428}{1{,}78^2 \,.\, 0{,}839^2 + (1{,}78 \,.\, 0{,}839 + 3{,}27)\, 7{,}24 \,.\, 0{,}904};$$

$$\operatorname{tang}\psi = \frac{16{,}21}{33{,}43} = 0{,}482;$$

$$\sphericalangle\, \psi = 25° 44'; \quad \cos\psi = 0{,}901; \quad \sin\psi = 0{,}434.$$

$$\frac{dT}{ds} = \gamma \,.\, \frac{1 - 0{,}545}{2} \,.\, \left[\frac{10^2}{1 + 0{,}545} - 1{,}78^2 \,.\, 0{,}545\right] 0{,}949$$

$$\frac{dT}{ds} = 13{,}57 \,.\, \gamma \text{ kg/m}.$$

$$\frac{dS}{ds} = \frac{\gamma}{2} [1{,}78 \,.\, 1{,}493 + (1{,}493 + 3{,}27)\, 7{,}24] \,.\, 0{,}316$$

$$\frac{dS}{ds} = 6{,}22 \,.\, \gamma \text{ kg/m}.$$

Nach Gleichung 36 erscheint nunmehr für den gesuchten Druck

$$\frac{dD}{ds} = \gamma \,.\, \sqrt{(13{,}57 \,.\, 0{,}949 + 6{,}22 \,.\, 0{,}901 \,.\, 0{,}316)^2 + (6{,}22 \,.\, 0{,}434)^2}$$

$$\frac{dD}{ds} = 14{,}88 \,.\, \gamma \text{ kg/m}.$$

Hätte z. B. die Erde das Gewicht $\gamma = 1800$ kg/cbm, so wäre

$$\frac{dD}{ds} = 14{,}88 \,.\, 1800 = 26780 \text{ kg/m}.$$

Für die Richtung letzterer Kraft mit dem Lote zur Wand hat man:

$$\operatorname{tang}\tau = \frac{6{,}22 \,.\, 0{,}434}{12{,}9 + 1{,}77} = 0{,}184; \quad \sphericalangle\, \tau = 10° 26'.$$

Nach § 9 mufs aber der Erddruck $\frac{dD}{ds}$ mit dem Lote zur Wandfläche den Reibungswinkel $\varphi = 33°$ einschliefsen und bedarf daher der berechnete Wert $\frac{dD}{ds} = 14{,}88 \,.\, \gamma$ noch einer Berichtigung. Dies wollen wir im nächsten Paragraphen näher bestimmen.

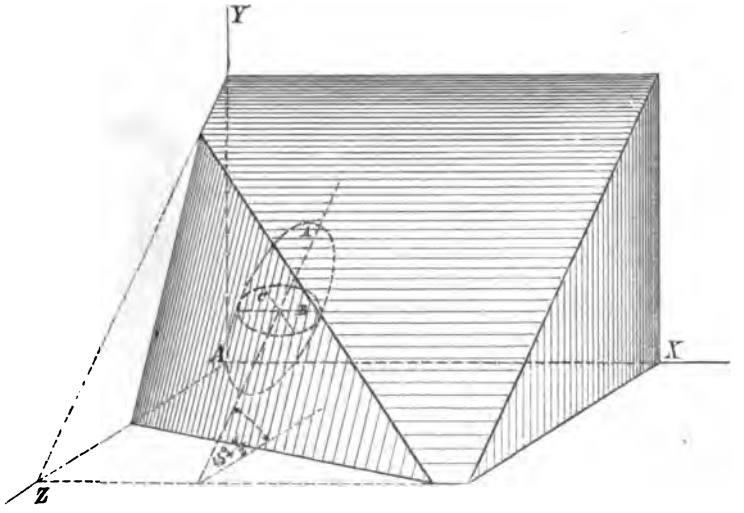
3. Die Schnittebene schneidet die Längenachse des Dammes unter einem beliebigen Winkel. Waren schon in dem eben erörterten Falle die Schwierigkeiten, um Richtung und Gröfse des Erddruckes zu ermitteln, nicht unbedeutende, so steigern sie sich erheblich, wenn die Wand die Längenachse des Dammes unter einem beliebigen Winkel durchschneidet. Wollte man hier den früher eingeschlagenen Weg betreten, so könnte man zwei Sätze aus der Lehre vom Erddrucke im unbegrenzten Erdkörper mit Vorteil verwenden:

1. Denkt man sich im Innern einer beliebigen Erdmasse ein Flächenelement um einen festen Punkt gedreht und stellt für alle Lagen desselben den auf die Quadrateinheit wirkenden Erddruck nach Gröfse und Richtung durch eine von jenem Punkte ausgehende Gerade dar, so liegen die Endpunkte aller dieser Geraden auf einem Ellipsoide.

Letzteres heifst Druckellipsoid und hat den Drehpunkt zum Mittelpunkte.

2. Sind A, B, C die Halbachsen des Druckellipsoides und $\sqrt{A}$, $\sqrt{B}$, $\sqrt{C}$ die entsprechenden eines Ellipsoides gleichen Mittelpunktes, so ist letzteres das sogenannte Stellungsellipsoid. Legt man an dasselbe parallel dem gegebenen Wandelemente, auf welches der Erddruck r für die Quadrateinheit wirkt, eine Berührungsebene, so gibt der Leitstrahl nach dem Berührungspunkte die Richtung von r an.

Abb. 23.



Für die Halbachsen des Druckellipsoides hätte man, wenn die Überschüttungshöhe des betreffenden Wandstreifens wenigstens 0,545 seiner Höhe betrüge und das gegebene Flächenelement in der Tiefe y unter der Geländefläche läge:

$$A = \gamma \cdot y \cdot (1 + \sin\varphi);\quad B = C = \gamma \cdot y\,(1 - \sin\varphi).$$

Das Druckellipsoid ist also ein Umdrehungsellipsoid, das durch Drehung einer Ellipse der Halbachsen A und B um ihre grofse Achse entstanden. Bezüglich der Richtungen der Halbachsen zum Achsenkreuze (Abb. 23) würde man haben: Die Halbachse A liegt parallel der YAZ-Ebene und schliefst mit der Wagerechten den Winkel $\eta = 45° + \frac{\varphi}{2}$ ein; die Halbachse B liegt parallel zur Achse AX und die Halbachse C parallel zur YAZ-Ebene.

Die Anwendung der vorstehenden Sätze auf den Druck gegen die gegebene Stützwand setzt indessen voraus, dafs die Richtung der gröfsten Normalpressung im Erdkörper (d. i. die Richtung der Halbachse A) in Bezug auf den Fufspunkt der Wand innerhalb des gestützten Erdkörpers liegt (vergl. Abb. 1, S. 295).

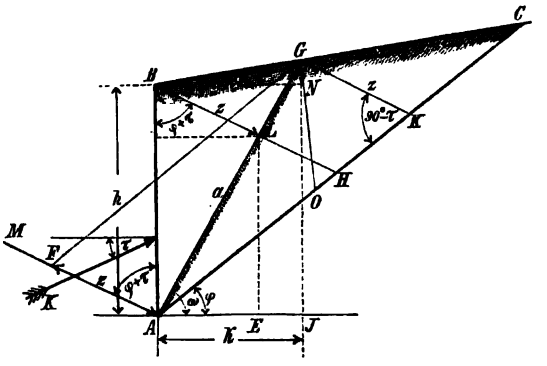
Hätte man Gröfse und Richtung von r aus den beiden Ellipsoiden gefunden, so wäre das Ergebnis noch mit einer Berichtigung zu versehen, da der Winkel von r zum Lote der gedrückten Wandfläche im allgemeinen verschieden von $\measuredangle\varphi$ sein würde.

Das hier angeführte Verfahren zur Ermittelung von Richtung und Gröfse des Erddruckes würde aber einen gewaltigen Apparat von Formeln erheischen, und die erreichte Genauigkeit hierzu in keinem richtigen Verhältnisse stehen. Es soll daher im Folgenden ein einfacheres, für die Praxis vollständig ausreichendes Verfahren angegeben werden, welches sich auf die Lehre vom gleichwertigen Erdkörper stützt.

§ 15. Der gleichwertige Erdkörper. Nach der Lehre vom Erddrucke im unendlichen Erdkörper wirkt der Erddruck nur dann unter dem Reibungswinkel zur gedrückten Wand, wenn dieselbe mit einer Gleitfläche des Erdkörpers zusammenfällt. Im § 9 ist aber gezeigt, dafs der Erddruck auf eine Wand, sofern sie einer Stütz- oder Futtermauer angehört, stets um den vollen Reibungswinkel von dem Lote derselben abweicht, und sind daher im allgemeinen die nach ersterer Annahme gefundenen Ergebnisse entsprechend abzuändern, um sie für die Anwendung brauchbar zu machen.

Wir wollen, um diesem Umstande Rechnung zu tragen, für den wahren, durch die Wand gestützten Erdkörper einen anderen mit ebener Oberfläche einführen, der auf sie nach der Lehre vom Erdprisma des gröfsten Druckes in Gröfse und Richtung denselben Druck ausübt, wie nach der anderen Auffassung und nun annehmen, dafs dieser Erdkörper auch für den unter dem Reibungswinkel wirkenden Erddruck mafsgebend sei. Der fragliche Erdkörper soll der gleichwertige Erdkörper heifsen. Bezeichnet in Abb. 24:

Abb. 24.



K den Erddruck auf die Wand gemäfs der Lehre vom unendlichen Erdkörper in **kg/m** der Wand,

τ den Winkel von K mit der Wagerechten,

φ den natürlichen Böschungswinkel,

γ das Gewicht von 1 **cbm** der Erde in **kg**,

z die eine Seite des gleichschenkeligen Dreiecks, welches nach § 2 den Erddruck mifst, in Metern,

so folgt für K gemäfs Gleichung 2:

$$K = \frac{1}{2}\,\gamma \,.\, sin\,(90 - \tau)\, z^2 = \frac{1}{2}\,\gamma\, cos\,\tau \,.\, z^2,$$

daher

$$z = \sqrt{\frac{2K}{\gamma\, cos\,\tau}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 38.$$

oder, wenn F in **qm** die Druckfläche für K ist,

$$z = \sqrt{\frac{2F}{cos\,\tau}}.$$

Die diesem Werte von z entsprechende Geländelinie findet man bei senkrechter Wandfläche leicht durch folgendes Verfahren: Man zieht die Böschungslinie AC unter dem $\sphericalangle\varphi$ zur Wagerechten und trägt an die Wand AB die Stellungslinien MA und BH unter dem Winkel $\varphi + \tau$ an. Macht man nun $FA = BL = z$ und verbindet A mit L durch eine Gerade, so gibt diese die Richtung der Bruchfuge des gleichwertigen Erdkörpers an. Der Schnittpunkt G der letzteren mit einer durch F zu AC gezogenen Parallelen bestimmt die Geländelinie BC.

In dem Falle, dafs die Wand mit der Wagerechten einen von 90° abweichenden Winkel bildet, hat man bei Zeichnung der Stellungslinien anstatt des Winkels τ den Winkel einzuführen, welchen K mit dem Lote zur Wandfläche einschliefst.

Auf dem Wege der Rechnung ergibt sich für die Geländeneigung δ des gleichwertigen Erdkörpers, wenn der Winkel der Bruchfuge zur Wagerechten mit ω bezeichnet wird:

$$tang\,\omega = \frac{EL}{AE} = \frac{h - z\,cos\,(\varphi + \tau)}{z \,.\, sin\,(\varphi + \tau)}$$

$$tang\,\omega = \frac{h}{sin\,(\varphi + \tau)} \sqrt{\frac{\gamma\, cos\,\tau}{2K}} - cotang\,(\varphi + \tau) \quad \ldots\ldots \quad 39.$$

Weiter hat man für $\sphericalangle\delta$:

$$tang\,\delta = \frac{GJ - NJ}{BN} = \frac{k\,tang\,\omega - h}{k} = tang\,\omega - \frac{h}{k};$$

$$k = a\cos\omega = \frac{\cos\tau \cdot \cos\omega}{\sin(\omega - \varphi)}\, z;$$

oder, weil in dem Dreiecke ABL das Verhältnis stattfindet:

$$\frac{z}{h} = \frac{\cos\omega}{\cos[\omega - (\varphi + \tau)]};\quad k = h \cdot \frac{\cos\tau\cos^2\omega}{\sin(\omega - \varphi)\cos[\omega - (\varphi + \tau)]}.$$

Demnach

$$tang\,\delta = tang\,\omega - \frac{\sin(\omega - \varphi)\cos[\omega - (\varphi + \tau)]}{\cos\tau\cos^2\omega} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 40.$$

Was den Druck anlangt, den der gleichwertige Erdkörper auf die Wand unter dem Reibungswinkel φ zum Lote derselben ausübt, so bestimmt man denselben entweder auf zeichnerischem Wege oder durch Rechnung. Nach Gleichung 13 hat man im letzteren Falle:

$$K_1 = \frac{\gamma h^2}{2} \cdot \frac{\sqrt{1 + tang^2\varphi}}{[\sqrt{1 + tang^2\varphi} + \sqrt{2\, tang\,\varphi\,(tang\,\varphi - tang\,\delta)}]^2}.$$

In dem Beispiele des vorigen Paragraphen ergab sich

$$\frac{dD}{ds} = K = 14{,}88 \cdot \gamma \text{ und } \sphericalangle \tau = 10°\,26';\quad \cos\tau = 0{,}983.$$

Es folgt daher für den entsprechenden gleichwertigen Erdkörper, da $\varphi = 33°$ und $h = 9{,}02$ m:

$$tang\,\omega = \frac{9{,}02}{\sin 43°\,26'}\sqrt{\frac{0{,}938}{2 \cdot 14{,}88}} - cotang\,43°\,26',$$

$$tang\,\omega = 1{,}328;\quad \sphericalangle \omega = 53°\,2'.$$

Für den Neigungswinkel δ der Oberfläche des gleichwertigen Erdkörpers hat man daher:

$$tang\,\delta = 1{,}329 - \frac{\sin 20°\,2' \cdot \cos 9°\,36'}{\cos 10°\,26' \cdot \cos^2 53°\,2'}$$

$$tang\,\delta = 0{,}379;\quad \sphericalangle \delta = 20°\,45'.$$

Endlich folgt für den Erddruck K_1 des gleichwertigen Erdkörpers:

$$K_1 = \frac{\gamma \cdot 9{,}02^2}{2} \cdot \frac{\sqrt{1 + 0{,}649^2}}{[\sqrt{1 + 0{,}649^2} + \sqrt{2 \cdot 0{,}649\,(0{,}649 - 0{,}379)}]^2}$$

$K_1 = \gamma \cdot 15{,}25$ kg/m, während der Druck nach der Lehre vom Erddrucke im unendlichen Erdkörper $K = \frac{dD}{ds} = \gamma \cdot 14{,}88$ kg/m betrug.

Wenn der Erddruck zufolge letzterer Lehre rechtwinkelig zur Wandfläche gerichtet ist und die Gröfse $\frac{dP}{dx} = \frac{\gamma y^2}{2}(1 - \sin\varphi)$ (vergl. Gleichung 27) hat, folgt für die Winkel ω und δ, da $\tau = 0$ und $K = \frac{\gamma y^2}{2}(1 - \sin\varphi)$

$$tang\,\omega = \frac{1}{\sin\varphi}\sqrt{\frac{1}{1 - \sin\varphi}} - cotang\,\varphi, \quad \ldots\ldots\ldots \quad 41.$$

oder bei $\varphi = 33°$:

$$tang\,\omega = \frac{1}{0{,}545}\sqrt{\frac{1}{1 - 0{,}545}} - 1{,}54 = 1{,}18;\quad \sphericalangle \omega = 49°\,44'.$$

Der zugehörige Winkel δ hat den Wert:

$$tang\,\delta = tang\,\omega - \frac{\sin 2(\omega - \varphi)}{2\cos^2\omega}. \quad \ldots\ldots\ldots \quad 42.$$

und bei $\varphi = 33°$:

$$tang\,\delta = 1{,}18 - \frac{\sin 33°\,28'}{2\cos^2 49°\,44'} = 1{,}18 - \frac{0{,}551}{2 \cdot 0{,}646^2}$$

$$tang\,\delta = 0{,}52;\quad \sphericalangle \delta = 27°\,28'.$$

Die Oberfläche des gleichwertigen Erdkörpers verläuft also im vorliegenden Falle unter etwa 1 : 2. Für den unter dem Reibungswinkel $\varphi = 33°$ zum Lote der Wandfläche wirkenden Erddruck hat man, dem Winkel $\delta = 27°\,28'$ entsprechend,

$$K_1 = 0{,}232\,\gamma \cdot y^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 43.$$

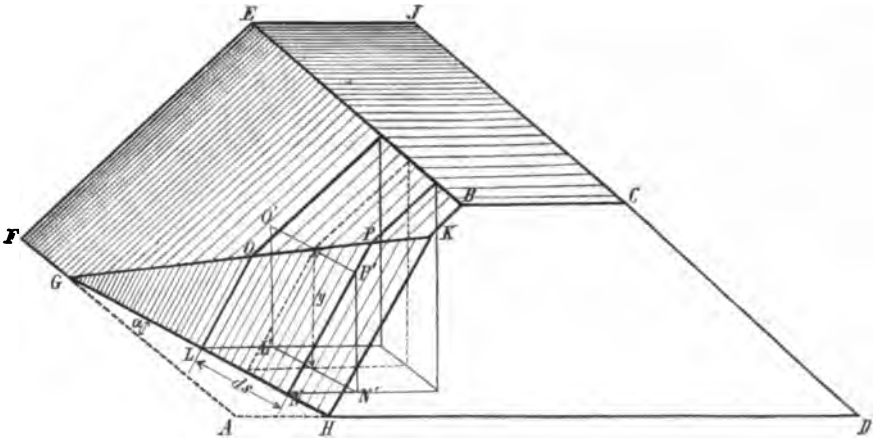
dagegen hat der rechtwinkelig zur Wand gerichtete Druck K die Gröfse:

$$K = \frac{1 - 0{,}545}{2}\,\gamma \cdot y^2;$$

$$K = 0{,}228\,\gamma \cdot y^2 \text{ kg/m}.$$

Es bleibt uns noch übrig, den in § 14 unter 3. unerledigt gelassenen Fall, in welchem ein Damm von trapezförmigem Querschnitte durch eine Ebene seitlich gestützt wird, die seine Längenachse unter beliebigem Winkel schneidet, mit Hilfe des gleichwertigen Erdkörpers zur Lösung zu bringen.

Abb. 25.



Schliefst die gegebene Stützwand GHK (Abb. 25) mit der Wagerechten den Winkel β ein, ist ferner α der Winkel, welchen die Spur GH der Wand mit einer Parallelen zur Längenachse des Dammes bildet, so kann man mit hinreichender Genauigkeit annehmen, indem $\sphericalangle\beta$ in der Ausführung nur wenig abweichend von 90° gewählt wird, dafs der Neigungswinkel δ der Oberfläche des gleichwertigen Erdkörpers für einen Wandstreifen $LNPO$ der Breite ds und senkrechten Höhe y ebenso grofs ist, als für den lotrecht stehenden Streifen $L'N'P'O'$, welcher parallel zur Spur GH liegt, die Breite ds und Höhe y hat. Hiermit ist dieser Fall auf den in § 14 unter 2. behandelten zurückgeführt.

In Abb. 2*b*, Taf. X ist das vorstehende Annäherungsverfahren auf einen unter 1 : 1/4 unterschnittenen schrägen Brückenflügel angewandt, dessen oberer Wandteil rechtwinkelig zur Längenachse des abgestützten Dammes steht. Für das hier ausgewählte Profil des Flügels verläuft die Oberfläche des gleichwertigen Erdkörpers gemäfs Gleichung 42 unter dem Winkel $\delta = 27°\,28'$, $tang\,\delta = 0{,}52 = \frac{1}{1{,}92}$, indem die Überschüttungshöhe gröfser als $0{,}545\,y$ ist, worin y die Höhe des Querschnittes bedeutet. Die Geländeneigung von 1 : 1,92 ist nun auch für den unterschnittenen Teil beibehalten und auf Grund derselben die Druckflächen für den gegebene Flügelquerschnitt nach § 7, Abschn. I (S. 304) gezeichnet.

Abschnitt III.

Mittellinie des Druckes für Stütz- und Futtermauern, Kaimauern und Talsperren (Staumauern, Sperrmauern).

§ 16. Allgemeines. Unter Stützmauer wollen wir im Folgenden eine Mauer verstehen, welche dem Drucke von aufgefülltem Boden ausgesetzt ist; unter Futtermauer dagegen eine vor gewachsenem, nicht zu Rutschungen geneigtem Boden aufgeführte Mauer. Vor Felsen, die nur gegen Verwitterung, nicht aber gegen Ablösung einzelner Teile zu schützen sind, treten die Futtermauern nur als Verkleidungsmauern auf und können daher sehr schwach gehalten werden.

Grenzt die Mauer ein fliefsendes oder stehendes Gewässer gegen einen Erdkörper ab, so entsteht die Ufer- oder Kaimauer.

Schliefst endlich eine Mauer ein Tal zum Zwecke der Wasseranstauung ab, hat sie also dieselbe Aufgabe wie ein Teichdamm, so nennt man sie eine Talsperre oder Staumauer.

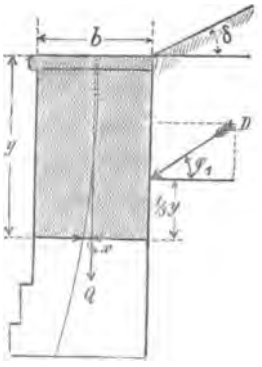
Betrachtet man den über einer beliebigen Lagerfuge stehenden Teil einer der im Vorstehenden aufgeführten Mauern, so erkennt man, dafs auf denselben an äufseren Kräften ein gewisser Seitendruck und das Eigengewicht des Mauerkörpers wirken. Bestimmt man nun den Durchschnittspunkt der Mittelkraft aus letzteren Kräften mit der Lagerfuge und wendet dasselbe Verfahren auf die übrigen Lagerfugen der Mauer an, so hat man in dem Inbegriffe all dieser Durchschnittspunkte die sogenannte Mittellinie des Druckes, welche auch Stütz- oder Widerstandslinie genannt wird.

Aus der Lage der Mittellinie des Druckes zu den Begrenzungslinien des Mauerquerschnittes kann man, wie im nächsten Abschnitt gezeigt werden wird, auf die Standsicherheit der Mauer schliefsen und ist daher ihre Ermittelung von besonderer Wichtigkeit.

§ 17. Rechnerische Bestimmung der Mittellinie des Druckes. Die Festlegung der Mittellinie des Druckes kann entweder auf dem Wege der Rechnung oder durch Zeichnung erfolgen. Das erstgenannte Verfahren ist im allgemeinen sehr umständlich, während das zweite stets in rascher und dabei leicht prüfbarer Weise zum Ziele führt. Es soll daher das rechnerische Verfahren nur in den Grundzügen an einem Beispiele gezeigt, das zeichnerische dagegen eingehend behandelt werden.

Es sei die Mittellinie des Druckes für eine Stützmauer zu ermitteln, deren Querschnitt ein lotrecht stehendes Rechteck ist und welche einen unter dem Winkel δ zur Wagerechten ansteigenden Erdkörper abgrenzt. Bezeichnet in Abb. 26:

Abb. 26.



b die Dicke der Mauer in Metern,
y die Höhe derselben über einer beliebigen Lagerfuge in Metern,
x den Abstand der Mittellinie des Druckes von der Mitte der Lagerfuge in Metern,
D den Erddruck auf den Mauerkörper der Höhe y in **kg** f. d. lfd. **m**,
Q das Gewicht dieses Mauerkörpers in **kg** f. d. lfd. **m**,
φ_1 den Winkel des Erddruckes D zum Lote der gedrückten Wandfläche,
φ den natürlichen Böschungswinkel der Erde,
γ das Gewicht von 1 **cbm** Erde in **kg**,
γ_1 das Gewicht von 1 **cbm** Mauerwerk in **kg**,

so folgt:

$$Qx + D\sin\varphi_1\left(x + \frac{b}{2}\right) = D\cos\varphi_1 \cdot \frac{y}{3},$$

$$x = \frac{\frac{y}{3}\cos\varphi_1 - \frac{b}{2}\sin\varphi_1}{\frac{Q}{D} + \sin\varphi_1}$$

Nun ist $Q = \gamma_1 b \cdot y$; ferner allgemein $D = \zeta\frac{\gamma y^2}{2}$, daher $\frac{Q}{D} = \frac{2}{\zeta}\frac{\gamma_1}{\gamma}\frac{b}{y}$,

$$x = \frac{\frac{y^2}{3}\cos\varphi_1 - y\frac{b}{2}\sin\varphi_1}{\frac{2}{\zeta}\frac{\gamma_1}{\gamma}b + y\sin\varphi_1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 44.$$

Letztere Gleichung entspricht einer Hyperbel, wenn $\sphericalangle\varphi_1$ zwischen 0 und 90° liegt. Ist $\sphericalangle\varphi_1 = 0$, steht also der Erddruck rechtwinkelig zur gedrückten Wandfläche, so stellt die Gleichung eine Parabel dar.

In dem Falle, dafs die Mauer einen Erdkörper abgrenzt, der von der Hinterkante ihrer Krone unter dem natürlichen Böschungswinkel ansteigt, ergibt sich, wenn $\varphi_1 = \varphi = 33°$ ($\sin\varphi = 0{,}5446$), $\frac{\gamma_1}{\gamma} = 1{,}4$, $\zeta = \cos\varphi = 0{,}8387$,

$$x = \frac{0{,}28y^2 - 0{,}272\,by}{3{,}338\,b + 0{,}545\,.\,y}.$$

Vorstehender Gleichung zufolge durchschneidet die Mittellinie des Druckes die senkrechte Achse des Mauerquerschnittes in den Punkten $y = 0$ und $y = 0{,}971\,.\,b$.

§ 18. Zeichnerische Ermittelung der Mittellinie des Druckes.

1. Mittellinie des Druckes für eine Stützmauer mit wagerechten Lagerfugen und unterschnittenem Querschnitte. Die vorliegende Aufgabe löst man allgemein in der Weise, dafs man den Mauerquerschnitt und die zugehörige Druckfläche durch Parallelen zu den Lagerfugen in eine Anzahl gleich hoher Streifen teilt. Die wagerechten Mittellinien der letzteren messen dann die Gewichte bezw. Erddrücke der einzelnen Streifen, sofern die Einheitsgewichte des Mauerwerkes und der Erde einander gleich sind.

Ist dieses nicht der Fall, so hat man die Breiten der Druckfläche im Verhältnis des Einheitsgewichtes der Erde zu dem des Mauerwerkes $= \frac{\gamma}{\gamma_1}$ umzurechnen, damit die Druckfläche dem Mauerquerschnitte gleichwertig sei.

Bei der Einteilung in Streifen geht man zweckmäfsig von dem Knickpunkte an der Hinterseite des Querschnittes aus, indem man alsdann verwickelte Figuren vermeidet. Erhält hierbei ein Streifen die Höhe Δh_1, während die übrigen die von Δh haben, so ist die mittlere Breite dieses Streifens im Verhältnis $\frac{\Delta h_1}{\Delta h}$ umzurechnen, um sie auf die Einheit der übrigen zu bringen.

Das den Streifen der Druckfläche und des Mauerquerschnittes entsprechende Kräfteeck zeichnet man nun, indem man die Mittellinien, oder einen bestimmten Teil jeder derselben, der Reihenfolge, Gröfse und Richtung der entsprechenden Kräfte nach in einer Figur zusammenträgt.

So ist z. B. das Kräfteeck (Abb. 27*a*, S. 332) aus den vollen Mittellinien der Streifen gebildet, und war es hierbei nötig, die Mittellinien der Streifen 1 des Mauerquerschnittes und *I* der Druckfläche in dem Verhältnis $\frac{1{,}7}{2}$ zu verkleinern, indem diese Streifen 1,7 m Höhe haben, alle übrigen dagegen die von 2 m.

Die Druckfläche (Abb. 27) wurde unter der Annahme ermittelt, dafs die Hinterfüllung der Stützmauer in der Oberfläche wagerecht abgeglichen und der natürliche Böschungswinkel der Erde $\varphi = 33°$ sei. Ferner wurde das Gewicht von 1 **cbm** Erde $\gamma = 1800$ **kg** gesetzt und das von 1 **cbm** Mauerwerk ebenso grofs angenommen, also $\gamma = \gamma_1$.

Abb. 27.

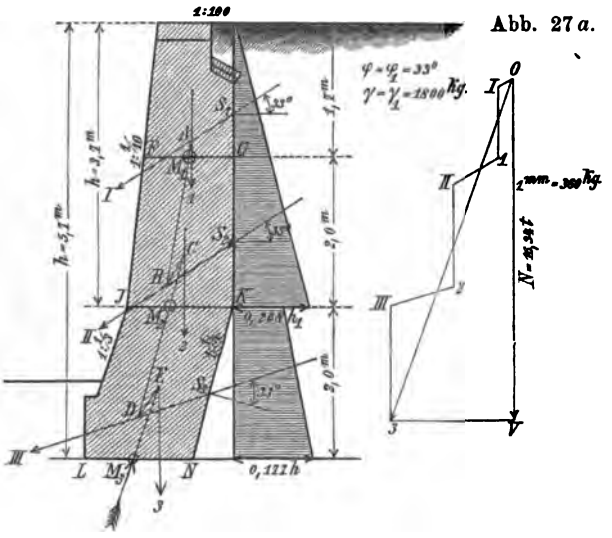


Abb. 27a.

Um das Seileck im Mauerquerschnitte zu finden, errichtet man in den Angriffspunkten S_1, S_2, S_3 der einzelnen Erddrücke Lote zur Wandfläche und trägt unter dem Reibungswinkel $\varphi_1 = 33°$ zu denselben die Richtung der Erddrücke. Die Punkte S_1, S_2, S_3 liegen dann mit den leicht auf zeichnerischem Wege zu bestimmenden Schwerpunkten der zugehörigen Streifen der Druckfläche auf gleicher Höhe.

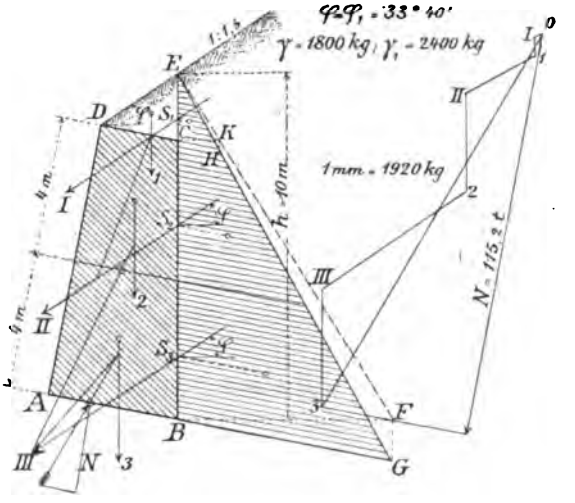
Die Zusammensetzung der Kräfte im Mauerquerschnitte erfolgt nun, indem man aus dem Schnittpunkte A des Gewichtes des Streifens 1 mit dem Erddrucke I eine Parallele AB zu $\overline{01}$ des Kräfteeckes zieht. Letztere gibt die Richtung der ersten Mittelkraft an und liefert in ihrem Schnittpunkte M_1 mit der Teillinie FG einen Punkt der Mittellinie des Druckes. Die Mittelkraft AB wird darauf mit dem Erddrucke II vereinigt, indem man $BC \parallel \overline{0II}$ zieht, und letztere Kraft mit dem Gewichte 2, so dafs $CD \parallel \overline{02}$ ist. Der Durchschnittspunkt M_2 der Mittelkraft CD mit der Teillinie JK ist wieder ein Punkt der Mittellinie des Druckes. Setzt man noch mit CD den Erddruck III und das Gewicht 3 in der vorgedachten Weise zusammen, so ergibt sich die Mittelkraft aller auf den Mauerquerschnitt wirkenden Kräfte $EM_3 \parallel \overline{03}$, und in dem Schnittpunkte M_3 derselben mit der Teillinie LN der Durchgangspunkt der Mittellinie des Druckes in der Grundlinie des Querschnittes.

Den Normaldruck anlangend, welcher auf die Grundlinie für 1 **m** der Länge (rechtwinkelig zur Bildebene gemessen) wirkt, so ist dieser dem senkrechten Teile OV der Mittelkraft $\overline{03}$ (Abb. 27a) gleich. Um OV in Kilogrammen auszudrücken, ist der Mafsstab des Kräfteeckes zu bestimmen. Letzteren findet man durch Ermittelung des Gewichtes eines beliebigen Streifens und der dafür aufgetragenen Länge im Kräfteeck. Der Streifen No. 2 des Mauerquerschnittes hat z. B. das Gewicht 2 . 1,28 . 1800 **kg** und sind dafür 12,8 **mm** $= \overline{II\,2}$ aufgetragen; mithin entspricht 1 **mm** des Kräfteeckes 360 **kg**. Für den Normaldruck N hat man sonach, da $OV = 45{,}4$ **mm**, $N = 45{,}4 \cdot 360 = 16344$ **kg**. Allgemein folgt für den Mafsstab des Kräfteeckes, wenn der Mauerquerschnitt und die Druckfläche im Mafsstabe $1 : p$ gezeichnet, die Längen in Metern und die Gewichte in Kilogrammen ausgedrückt sind: 1 **mm** des Kräfteeckes stellt $p \cdot \frac{\Delta h \cdot \gamma_1}{1000}$ **kg** dar. Im vorliegenden Falle ist $p = 100$, $\Delta h = 2$ **m**, $\gamma_1 = 1800$ **kg**, mithin sind für 1 **mm** des Kräfteeckes $100 \cdot \frac{2 \cdot 1800}{1000} = 360$ **kg** zu setzen, wie bereits gefunden.

Hat man nur $\frac{1}{m}$ der Mittellinien aufgetragen, so stellt 1 **mm** des Kräfteeckes $m \cdot p \cdot \frac{\Delta h \cdot \gamma_1}{1000}$ **kg** dar.

2. Mittellinie des Druckes für eine Stützmauer mit geneigten Lagerfugen und trapezförmigem Querschnitt. Der Mauerquerschnitt habe die in Abb. 28 angegebenen Verhältnisse und sei in der Krone unter 1 : 1,5 überschüttet. Ferner sei $\varphi_1 = 33° 40'$, $\gamma = 1800$ kg, $\gamma_1 = 2400$ kg (Gewicht des gewöhnlichen Bruchsteinmauerwerkes für 1 cbm) und werde angenommen, dafs die Hinterfläche CB senkrecht und die Lagerfugen rechtwinkelig zu der unter 1 : $^1/_5$ geböschten Vorderfläche AD stehen.

Abb. 28.



Nimmt man den über der Mauerkrone liegenden Erdkörper DCE als zum Mauerquerschnitte gehörig an, so ergibt sich das auf Mauerwerk zurückgeführte Druckdreieck EFB, dessen Höhe $h =$ 10 m und dessen Grundlinie $BF = \frac{\gamma}{\gamma_1} \cos\varphi \,.\, h = \frac{3}{4}\, 0{,}832\, h = 0{,}624\, h$ ist. Von letzterem ist das Dreieck ECK auf den Erdkörper DCE und das darunter liegende Trapez $CKBF$ auf die Wandfläche CB zu rechnen.

Um nun den Mauerquerschnitt und die Druckfläche in Streifen einzuteilen, könnte man von der Kante CB ausgehen und aus den gleich weit voneinander abstehenden Teilpunkten im Querschnitte Parallelen zu den Lagerfugen und in der Druckfläche Parallelen zu der Grundlinie BF ziehen. Die so erhaltenen Streifen des Querschnittes hätten aber eine andere Höhe als die der Druckfläche und könnten daher die Mittellinien derselben nicht unmittelbar im Kräfteeck zusammengesetzt werden. Es empfiehlt sich daher, das Druckdreieck EBF durch Ziehung der Geraden $FG \parallel EB$ in ein anderes mit ihm flächengleiches EBG zu verwandeln, dessen Eckpunkt G auf der Verlängerung von AB liegt. Die Parallelen zu den Lagerfugen teilen dann die Druckfläche und den Mauerquerschnitt in Figuren gleicher Höhe.

In Abb. 28 ist eine Einteilung der letztgenannten beiden Flächen in je 2 Streifen der Höhe $\Delta a = 4$ m und je 1 Streifen der Höhe $\Delta a_1 = 1{,}9$ m vorgenommen. Einschliefslich des auf der Mauerkrone stehenden Erdkörpers CDE und des dazu gehörigen Druckdreiecks CEH sind daher 3 Gewichte und 3 Erddrücke bei der Zeichnung des Kräfteeckes zu berücksichtigen.

Die Erddrücke *II* und *III*, sowie die Gewichte 2 und 3 wurden ihrer Gröfse nach in letzterem durch die parallel zu den Lagerfugen gemessenen Mittellinien der betreffenden Streifen dargestellt. Für den Erddruck *I* und das Gewicht 1 mufsten jedoch die Mittellinien der entsprechenden Dreiecke CDE und CEH verkleinert werden, indem die rechtwinkelig auf CD stehende Höhe dieser Dreiecke $= \Delta a_1 = 1{,}9$ m beträgt, während die Höhe der übrigen Streifen $= \Delta a = 4$ m ist; ferner mufste für den Erdkörper CDE ein Mauerwerkskörper eingeführt werden. Demgemäfs wurde gesetzt:

$$\text{Erddruck } \overline{0\,I} = \frac{\Delta a_1}{\Delta a} \cdot \frac{CH}{2} = \frac{1{,}9}{4} \cdot \frac{1{,}2}{2} = 0{,}285 \text{ m}$$

$$\text{Gewicht } \overline{I\,1} = \frac{\gamma}{\gamma_1} \frac{\Delta a_1}{\Delta a} \frac{DC}{2} = \frac{1800}{2400} \cdot \frac{1{,}9}{4} \cdot \frac{2{,}4}{2} = 0{,}427 \text{ m}.$$

Die Angriffspunkte der Erddrücke *I*, *II* und *III* werden durch die Schnittpunkte S_1, S_2, S_3 bestimmt, welche die durch die zugehörigen Streifenschwerpunkte gehenden Parallelen zu den Lagerfugen mit der Linie EB haben. Auf Grund des Kräfteeckes wurden die Kräfte in dem Mauerprofile nach den zu Anfang dieses Paragraphen gegebenen Regeln zusammengesetzt und ergab sich so die durch Kreise bezeichnete Mittellinie des Druckes.

Für den Mafsstab des Kräfteeckes ergibt sich im vorliegenden Falle, da die Abb. 28 in 1 : 200 gezeichnet ist:

$$1 \text{ mm entspricht } \frac{p \cdot \Delta a \cdot \gamma_1}{1000} = \frac{200 \cdot 4 \cdot 2400}{1000} = 1920 \text{ kg}.$$

3. Mittellinie des Druckes für eine Kaimauer. Die Kaimauer habe den in Abb. 11, Taf. IX dargestellten Querschnitt und bestehe aus Ziegelmauerwerk, dessen Lagerfugen rechtwinkelig zu der unter 1 : 1/8 geböschten Vorderfläche stehen. Der natürliche Böschungswinkel der Hinterfüllungserde φ und der Reibungswinkel φ_1 an der hinteren Wandfläche seien $= 20° = \varphi = \varphi_1$; ferner betrage das Gewicht von 1 cbm Mauerwerk $\gamma_1 = 1600$ kg, desgl. von 1 cbm Erde $\gamma = 1800$ kg.

Den vorstehenden Annahmen gemäfs hat man für die Druckflächen des Wasser- und Erddruckes das Folgende:

a) Druckfläche für den Wasserdruck. Der auf der Vorderseite FE lastende Wasserdruck wirkt rechtwinkelig zu derselben und wird durch ein rechtwinkeliges Dreieck der Katheten FE und $GE =$ der Wassertiefe t dargestellt. Letzteres Dreieck ist auf Mauerwerk zurückzuführen und zu dem Ende der Kathete EG (da 1 cbm Wasser 1000 kg wiegt) in dem Verhältnisse $\frac{1}{1{,}6}$ zu verkleinern $= EG'$. Das so bestimmte Dreieck EFG' bildet die auf Mauerwerk zurückgeführte Druckfläche des Wasserdruckes.

b) Druckfläche für den Erddruck. Für den oberen, unter 1 : 1/3 geböschten Teil der hinteren Wandfläche wird der Erddruck durch ein Dreieck der Höhe $JB = h_1$ und der auf Mauerwerk zurückgeführten Grundlinie $\frac{\gamma}{\gamma_1} \cdot \varepsilon \cdot h_1 = \frac{9}{8} \cdot 0{,}58 \cdot h_1 = BH$ veranschaulicht. Dieses Dreieck verwandelt man, in Rücksicht auf die Streifenteilung parallel zu den Lagerfugen, in ein flächengleiches Dreieck LBK, dessen Eckpunkt K auf der Verlängerung der Lagerfuge QB und dessen Spitze auf der durch C zu QB gezogenen Parallelen liegt. Der entsprechende Erddruck I greift im unteren Drittel von CB an und schliefst mit dem Lote der Wandfläche den Winkel $\varphi = 20°$ ein.

Im unteren, senkrecht stehenden Teile der Hinterwand wird die Druckfläche für den Erddruck durch ein Trapez $BMNA$ gebildet, welches auf Mauerwerk zurückgeführt, die parallelen Seiten $BM = \frac{9}{8} 0{,}42 h_1$ und $AN = \frac{9}{8} 0{,}42 h$ hat. Der Streifenteilung parallel zu den Lagerfugen wegen verwandeln wir dieses Trapez in ein flächengleiches $AOPB$, indem wir die Lagerfugen EA und QB verlängern und die Geraden MP und $ON \parallel AB$ ziehen.

Der zugehörige Erddruck *II* schliefst mit dem Lote zu AB den Winkel $\varphi = 20°$ ein und greift im Punkte S_2 der Wandfläche an, welcher auf der durch den Schwerpunkt des Trapezes $AOPB$ zu AO gezogenen Parallelen liegt.

Kräfteeck. Teilt man den Querschnitt durch die Lagerfuge QB in zwei Streifen der Höhen $\Delta a = EQ$ und $\Delta a_1 = QD'$ und wählt für die Druckflächen dieselbe Teilungslinie, so ergibt sich für das Kräfteeck, wenn die Kräfte durch die vollen, parallel zu den Lagerfugen gemessenen Mittellinien der entsprechenden Streifen dargestellt werden (Abb. 11*, Taf. IX):

Erddruck $\overline{01} = \frac{\Delta a_1}{\Delta a} \cdot \frac{BK}{2} = \frac{4{,}2}{3{,}4} \cdot \frac{BK}{2} = 0{,}618\, BK$

desgl. $\overline{1II} = \frac{1}{2}(AO + BP)$

Wasserdruck $\overline{II_0} = \frac{1{,}6}{3{,}4} \cdot \frac{RQ}{2} = 0{,}235\, RQ$

desgl. $\overline{II\,II_0} = \frac{1}{2}(QR + EG')$

Mauergewicht $\overline{I_0 1} = \frac{1}{2}(D'C' + QB) \cdot \frac{4{,}2}{3{,}4} = 0{,}618\,(D'C' + QB)$

desgl. $\overline{II_0 2} = \frac{1}{2}(EA + QB)$.

Für den Maßstab des Kräfteeckes folgt:

$$1 \text{ mm entspricht } \frac{200 \,.\, 3{,}4 \,.\, 1600}{1000} = 1088 \text{ kg}.$$

Die Bestimmung der Mittellinie des Druckes erfolgt auf Grund des vorstehenden Kräfteecks nach den früher gegebenen Regeln. In den Lagerfugen QB und EA ist dieselbe durch umkreiste Punkte angedeutet.

4. Mittellinie des Druckes für eine Talsperre. Es sei in den auf Taf. IX, Abb. 12 dargestellten Querschnitt einer Talsperre die Mittellinie des Druckes das eine Mal unter Annahme eines gefüllten und das andere Mal eines leeren Talbeckens einzuzeichnen.

a) Das Talbecken ist gefüllt. Ein beliebiges Flächenelement der vom Wasser benetzten Mauerfläche, welche ds Meter Breite und 1 m Länge (rechtwinkelig zur Bildebene gemessen) hat, erleidet in y Meter Tiefe unter dem Wasserspiegel den Normaldruck

$$dN = 1000 \,.\, ds \,.\, y \text{ kg}.$$

Bildet das Element mit der Wagerechten den Winkel α, so kann man hierfür schreiben

$$dN = 1000 \,.\, ds \sin\alpha \,.\, \frac{y}{\sin\alpha} = 1000 \,.\, dy \,.\, \frac{y}{\sin\alpha}.$$

Der Wert $\frac{y}{\sin\alpha}$ läßt sich leicht darstellen, indem man auf dem Elemente ein Lot der Länge $y = QL$ errichtet, durch L eine Wagerechte zieht und QR rechtwinkelig zu QL legt; alsdann ist $LR = \frac{y}{\sin\alpha}$.

Der Wasserdruck, welcher in der Tiefe y unter dem Wasserspiegel auf einen Wandstreifen, dessen Aufriß die Höhe dy und dessen Länge = 1 m (rechtwinkelig zur Bildebene gemessen), wirkt, kann mithin durch ein Rechteck dargestellt werden, dessen Höhe dy und dessen Länge $\frac{y}{\sin\alpha}$ ist.

Stellt man den Wasserdruck für sämtliche Streifen der gedrückten Wandfläche in der vorstehenden Weise dar, so entsteht die Druckfläche FDH. Um letztere dem Mauerquerschnitte gleichwertig zu machen, sind ihre Breiten im Verhältnisse $\frac{1000}{\gamma_1}$ zu verkleinern, worin γ_1 das Gewicht von 1 cbm Mauerwerk in Kilogramm bezeichnet. Die entsprechende, auf Mauerwerk zurückgeführte Druckfläche FDH' und den Mauerquerschnitt teilt man durch wagerechte Linien in eine bestimmte Anzahl gleich hoher Streifen, wobei man die Höhe zweckmäßig so wählt, daß sich dieselben mit genügender Genauigkeit als Trapeze betrachten lassen. Die wagerechten Mittellinien der Streifen messen dann die einzelnen Wasserdrücke bezw. Mauergewichte und kann man die Richtungen der Wasserdrücke als rechtwinkelig zu den bezüglichen Trapezseiten FJ, JL u. s. w. ansehen. Als Angriffspunkte der Wasserdrücke kann man die Punkte S_1,

S_2 u. s. w. letzterer Trapezseiten betrachten, welche mit den Schwerpunkten der zugehörigen Streifen der Druckfläche auf gleicher Höhe liegen.

Den vorstehenden Angaben entsprechend ist das Kräfteeck Abb. 12ª, Taf. IX in der Weise gezeichnet, dafs die halben Mittellinien der einzelnen Streifen für die betreffenden Kräfte aufgetragen wurden. Die Mittellinie des obersten Streifens der Talsperre mufste dabei im Verhältnisse $\frac{\Delta h_1}{\Delta h} = \frac{1{,}8}{1{,}5}$ vergröfsert werden, um sie auf die Einheit der übrigen zu bringen.

Für den Mafsstab des Kräfteeckes hat man, da Abb. 12 in $1 : p = 1 : 1000$ gezeichnet und eine Ausführung der Talsperre in Bruchsteinmauerwerk von $\gamma_1 = 2400$ kg angenommen wurde,

$$1 \text{ mm entspricht } m \cdot \frac{p \cdot \Delta h \cdot \gamma_1}{1000} = 2 \cdot \frac{1000 \cdot 15 \cdot 2400}{1000} = 72000 \text{ kg}.$$

Mit Hilfe des Kräfteeckes wurde des Seileck im Mauerquerschnitt verzeichnet und ergaben sich so die auf den einzelnen Streifengrenzen umkreisten Punkte der Mittellinie des Druckes.

Einfacher als im vorliegenden Falle wird die Ermittelung der Mittellinie des Druckes, wenn die vom Wasser benetzte Fläche der Talsperre eine Ebene ist. Die Druckfläche wird alsdann durch ein Dreieck gebildet und haben die sämtlichen Wasserdrücke die gleiche Richtung.

b) Das Talbecken ist leer. Es kommt in diesem Falle darauf an, die Punkte zu finden, in welchen die Schwerlinien der über den einzelnen Lagerfugen stehenden Mauerwerkskörper die zugehörigen Lagerfugen schneiden.

Für die Lagerfuge JK des gegebenen Mauerquerschnittes (Abb. 12, Taf. IX) ist der Ort der Mittellinie des Druckes unmittelbar in dem Schnittpunkte des Gewichtes 1 mit dieser Fuge gegeben; für die Lagerfugen LM und AD hat man dagegen erst die Mittelkräfte aus den Streifengewichten 1 und 2, bezw. 1, 2 und 3 zu bilden. Letztere findet man, indem man die Gewichte 1, 2 und 3 auf einer Senkrechten in ihrer Reihenfolge abträgt (Abb. 12ᵇ) und nun unter Annahme eines beliebigen Poles O das Seileck $TUVWS$ der Streifengewichte zeichnet.

Die Mittelkraft aus 1 und 2 geht dann durch den Schnittpunkt, welchen die an die Schwerlinie 2 grenzende Seileckseite VW in ihrer Verlängerung mit der Richtung TX der ersten Seileckseite hat, während die Mittelkraft auf den Gewichten 1, 2 und 3 durch den Schnittpunkt der verlängerten Seiten SW und TU verläuft.

Für die Darstellung der Streifengewichte 1, 2 und 3 wählt man am einfachsten die für diese Gewichte im Kräfteeck Abb. 12ª verzeichneten Längen.

Der den einzelnen Mittelkräften auf den Lagerfugen KJ, LM und AD entsprechende Ort der Mittellinie des Druckes ist durch umkreiste Punkte angedeutet.

Abschnitt IV.

Standsicherheit der Stütz- und Futtermauern.

§ 19. Verteilung des Druckes über die Lagerfugen. Die Normalpressung, welche die Druckkraft für die Quadrateinheit in der zugehörigen Lagerfuge (bezw. der Mauersohle) einer Stütz- oder Futtermauer hervorbringt, hängt nicht allein von der Gröfse und Richtung dieser Kraft, sondern zugleich von der Lage des Angriffspunktes in Bezug auf die gedrückte Fläche ab.

Bildet die Lagerfläche ein Rechteck $ABCD$ (Abb. 29) der Abmessungen $AB = b$, $AD = a$, ist ferner:

R die auf die Lagerfläche wirkende Druckkraft,

β der Winkel, welchen R mit dem Lote zur Lagerfläche einschliefst,

so kommt auf letztere der Normaldruck $N = R\cos\beta$ und der Schub $S = R\sin\beta$.

Liegt nun der Angriffspunkt von R auf der Mittellinie $EF \parallel AB$ in der Entfernung e vom Mittelpunkte M des Rechtecks, so kann man N ersetzen durch eine Einzelkraft N, welche in M angreift, und das Kräftepaar N, N mit dem Hebelarme e. Erstere bringt für die Quadrateinheit des Rechtecks eine gleichmäfsige Druckspannung hervor, während das Kräftepaar eine Biegungsspannung erzeugt, welche an der Kante AD in einer Druckspannung der Gröfse s für die Quadrateinheit und an der Kante CB in einer Zugspannung der Gröfse s besteht.

Abb. 29.

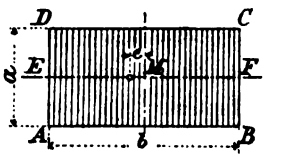
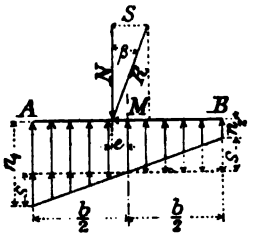


Abb. 29a.



Für s gilt, wenn J das Trägheitsmoment des Rechtecks in Bezug auf die durch M gehende, zu AD parallele Achse bezeichnet:

$$Ne = \frac{s}{\frac{1}{2}b} J = \frac{1}{6} . ab^2 s, \quad \text{mithin} \quad s = 6 . \frac{e}{ab^2} N.$$

Die Normalpressung an der Kante AD beträgt demnach für die Quadrateinheit:

$$n_1 = s + \frac{N}{ab} = \frac{N}{ab}\left(1 + \frac{6 . e}{b}\right), \quad \ldots \ldots \ldots \quad 45.$$

an der Kante CB dagegen

$$n_2 = -s + \frac{N}{ab} = \frac{N}{ab}\left(1 - \frac{6 . e}{b}\right) \quad \ldots \ldots \ldots \quad 46.$$

Da nun die Biegungsspannungen von der Kante AD nach CB gemäfs einer durch M gehenden Geraden abnehmen, so bildet die Darstellung der Normalspannungen ein gerades, über $ABCD$ stehendes Prisma, welches durch eine Ebene so abgeschnitten ist, dafs die durch A und D gehenden Kanten die Länge n_1, die durch C und B gehenden dagegen die Länge n_2 haben.

Der Inhalt dieses Prismas ist: $\frac{1}{2}(n_1 + n_2) . ab = N$ und der Schwerpunkt desselben liegt in der durch den Angriffspunkt von R gehenden Normalen der Lagerfläche $ABCD$.

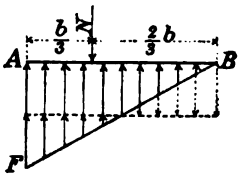
Die Pressung an der Kante CB wird nach Gleichung 46 gleich Null, wenn

$$1 - \frac{6e}{b} = 0, \quad \text{mithin} \quad e = \frac{b}{6},$$

d. h. wenn der Angriffspunkt der Druckkraft R um $\frac{1}{3}b$ von der Vorderkante absteht.

Die trapezförmige Grundfläche des Druckprismas vermindert sich in diesem Falle auf ein rechtwinkeliges Dreieck, dessen senkrecht stehende Kathete den Wert $AF = \frac{2N}{ab}$ hat (Abb. 29 b).

Abb. 29b.



Die Kantenpressung bei A ist demnach doppelt so grofs als die Pressung, welche die Kraft N erzeugen würde, wenn sie im Schwerpunkte des Rechtecks ihren Angriffspunkt hätte.

In dem Falle, dafs eine Futter- oder Stützmauer kein Rechteck im Schnitt parallel mit den Lagerfugen bildet oder dafs der Angriffspunkt von R auf keiner Mittelachse liegt, hat man den sogenannten Kern der gegebenen Lagerfläche zu zeichnen, um zu wissen, bei welcher Lage des Angriffspunktes der Druckkraft noch in der ganzen Lagerfläche Druckspannung vorhanden ist.

Für ein Rechteck wird bekanntlich der Kern durch eine Raute (Abb. 30) gebildet, deren Ecken auf den Mittellinien in den Entfernungen $\frac{1}{6}b$ bezw. $\frac{1}{6}a$ vom Mittelpunkt des Rechtecks liegen. So lange nun der Angriffspunkt innerhalb der Raute liegt, findet an jedem Punkte des Rechtecks nur Druckspannung statt, liegt der Angriffspunkt auf der Umfangslinie der Raute, so haben bestimmte Flächenelemente die Pressung Null, liegt er dagegen aufserhalb, so treten in einem Teile der Lagerfläche Zugspannungen auf.

Will man also Zugspannungen in den Lagerflächen der Mauern vermeiden, so mufs man denselben einen solchen Querschnitt geben, dafs der Angriffspunkt der auf eine Lagerfläche wirkenden Kraft innerhalb des Kernes der Lagerflächen liegt. Bei rechteckigen Lagerflächen heifst dieses, dafs der Angriffspunkt innerhalb des mittleren Drittels der Fugen liegen mufs.

Abb. 30.

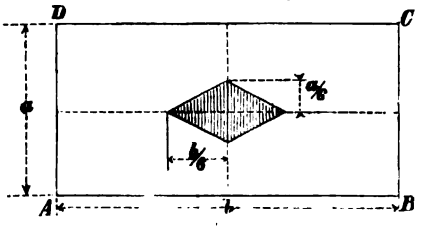
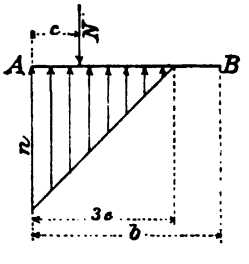


Abb. 31.



Von dem Baugrunde können Zugspannungen nicht aufgenommen werden; es verteilt sich daher der Druck N nur über einen Teil der Mauergrundfläche, wenn der Durchgangspunkt der Mittellinie des Druckes von der Vorderkante A einen kleineren Abstand als $\frac{b}{3}$ hat. Für die Normalpressung an der Vorderkante ergibt sich, wenn letzterer Abstand mit c bezeichnet wird (s. Abb. 31):

$$N = \frac{3ca}{2} \cdot n$$

$$n = \frac{2N}{3ca} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 47.$$

Nachdem in dieser Weise die Verteilung des senkrechten Teiles der Druckkraft R bestimmt, ist noch die des wagerechten zu untersuchen.

Sobald in der gegebenen Lagerfuge der Grenzzustand des Gleichgewichtes in Bezug auf Verschiebung des darüber stehenden Mauerkörpers vorhanden, das ist $\sphericalangle \beta = \varphi_1$, sind die Schubspannungen der einzelnen Flächenelemente verhältnisgleich den zugehörigen Normalspannungen anzunehmen, indem dieselben durch die Reibung von einem Mauersteine auf den anderen übertragen werden. Ist aber Winkel $\beta < \varphi_1$ so ist jede Verteilung des Schubes möglich, bei welcher die auf ein beliebiges Flächenelement wirkende schiefe Pressung unter keinem gröfseren Winkel als φ_1 wirkt und die Mittelkraft aus all diesen schiefen Pressungen $= R$ (in Gröfse und Richtung) ist. Es dürfte sich indessen auch im letzteren Falle empfehlen, vorausgesetzt, dafs die Lagerfläche eine Ebene,

die einzelnen Schubspannungen verhältnisgleich dem entsprechenden Normaldrucke anzunehmen. Bei dieser Voraussetzung haben die Gesamtpressungen der einzelnen Flächenelemente parallele Richtung, welche Richtung zum Hauptdrucke R parallel sein mufs, damit das Gleichgewicht möglich sei.

Ist nun die Normalpressung für die Quadrateinheit eines beliebigen Flächenelementes der gegebenen rechteckigen Lagerfläche $= n$, so folgt für die Schubspannung unter der zuletzt gemachten Annahme: $\sigma = n\,tang\,\beta$.

An der Kante A (Abb. 32) beträgt daher die Schubspannung für die Quadrateinheit $\sigma_1 = n_1\,tang\,\beta$, oder da nach Gleichung 45 (s. S. 337):

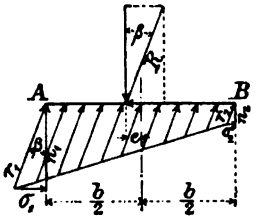
$$n_1 = \frac{N}{a\,b}\left(1 + \frac{6e}{b}\right),$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{a\,b}\,tang\,\beta\left(1 + \frac{6e}{b}\right)$$

oder weil $N = R\cos\beta$:

$$\sigma_1 = \frac{R}{a\,b}\left(1 + \frac{6e}{b}\right)\sin\beta \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 48.$$

Abb. 32.



Ebenso ergibt sich für die Kante B:

$$\sigma_2 = \frac{R}{a\,b}\left(1 - \frac{6e}{b}\right)\sin\beta \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 49.$$

Die Flächenteilchen an der Kante A haben somit für die Quadrateinheit die schiefe Pressung auszuhalten

$$r_1 = \sqrt{n_1^2 + \sigma_1^2} = \left(1 + \frac{6e}{b}\right)\frac{R}{a\,b} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 50.$$

und an der Kante B:

$$r_2 = \sqrt{n_2^2 + \sigma_2^2} = \left(1 - \frac{6e}{b}\right)\frac{R}{a\,b} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 51.$$

Die im vorstehenden Paragraphen ermittelten Verteilungsgesetze des Druckes über die Lagerfuge einer Mauer gelten, wie hier ausdrücklich bemerkt werden soll, nur dann, wenn die Lagerfugen durch Ebenen gebildet werden. Bei Bruchsteinmauerwerk müssen also die einzelnen Schichten in bestimmter Höhe abgeglichen sein, wenn man die Beanspruchung derselben nach den Gleichungen 46 bis 51 berechnen will.

§ 20. Bedingungen für die Standsicherheit einer Stützmauer. Von einer richtig angeordneten Stützmauer mufs verlangt werden, dafs sie dem Erddrucke einen Widerstand derart entgegensetze, dafs weder eine Drehung noch ein Gleiten irgend eines ihrer Teile auf seiner Stützfläche eintreten könne. Auch darf die Beanspruchung des Mauerwerkes den für dasselbe zulässigen Wert nicht überschreiten und sollen Zugspannungen in letzterem möglichst vermieden werden, weil es leicht vorkommen kann, dafs der Mörtel in einer Fuge nicht gehörig abgebunden hat und alsdann auf Zug nicht mehr widersteht.

Die Stützmauer ist daher so anzuordnen, dafs sie folgende Hauptanforderungen erfüllt:

1. Die Mittellinie des Druckes soll an keiner Stelle der Mauer aus dem Kerne der Querschnittsfläche heraustreten,
2. die Druckkraft, welche auf eine Lagerfuge wirkt, soll mit dem Lote zu derselben einen Winkel einschliefsen, der kleiner ist, als der Reibungswinkel des Mauerwerkes,
3. an keiner Stelle der Mauer darf die Pressung den für den verwandten Baustein zulässigen Wert überschreiten.

Bei rechteckiger Gestaltung der Querschnittsfläche mufs hiernach die Mittellinie des Druckes innerhalb des mittleren Drittels der Fugen liegen. In der Mauer kommen alsdann nur Druckspannungen vor und zwar verteilt sich der Druck nach einem Dreiecke, wenn die Mittellinie genau um $^1/_3$ der Mauerdicke von der Mauervorderkante absteht, dagegen nach einem Paralleltrapeze, wenn sie weiter innerhalb auf dem mittleren Drittel liegt.

Man hat auch wohl nur verlangt, dafs die Pressung an der Vorderkante der Mauer den zulässigen Wert nicht überschritte.

Diese Berechnungsweise ist indessen nicht zu empfehlen, da einerseits bei einer geringen, nicht vorgesehenen Vergröfserung des Erddruckes Pressungen in der Mauer auftreten würden, welche das zulässige Mafs überschritten, andererseits in einem bestimmten Teile der Mauer im allgemeinen Zugspannungen entstehen würden.

In nachfolgender Tabelle sind die Druckfestigkeiten einiger Mauer- und Mörtelstoffe zusammengestellt.

Tabelle V. **Druckfestigkeit einiger Mauer- und Mörtelstoffe.**

Lfd. No.	Material	Druckfestigkeit kg/qcm
1	Gewöhnliche Ziegel	75—85
2	Hintermauerungsziegel, wie sie in Berlin üblich sind	150—260
3	Bessere Ziegelsteine desgl.	220—340
4	Klinker desgl.	300—510
5	Kalkstein	100—1000
6	Sandstein	150—1500
7	Granit	800—1600
8	Reiner Zement	260—390
9	Zementmörtel:	
	1 Teil Zement, 1 Teil Sand	170—290
	1 „ „ 2 „ „	140—240
	1 „ „ 3 „ „	100—150
10	Zementkalkmörtel:	
	1 Teil Zement, 2 Teile Sand, 0 Teile Kalk	190
	1 „ „ 1 „ „ 1 „ „	70
	1 „ „ 4 „ „ 0 „ „	155
	1 „ „ 3 „ „ 1 „ „	80
	1 „ „ 2 „ „ 2 „ „	15
	1 „ „ 6 „ „ 0 „ „	102
	1 „ „ 6 „ „ 1 „ „	210
11	Kalkmörtel	30—60
12	Beton:	
	1 Teil Zement, 3 Teile Sand, 6 Teile Kies	140
	1 „ „ 4 „ „ 8 „ „	120
	1 „ „ 5 „ „ 10 „ „	90

Die für Zementkalkmörtel aufgeführten Werte der Druckfestigkeit zeigen, dafs magere Zementmörtel durch Kalkzusatz verbessert, fette dagegen verschlechtert werden.

Als zulässige Beanspruchung der vorstehenden Baustoffe auf Druck nimmt man in der Ausführung etwa $\frac{1}{10}$ und für diejenige auf Zug $\frac{1}{70}$ bis $\frac{1}{100}$ der Druckfestigkeit an.

Die Zerdrückungsfestigkeit des Mauerwerkes beträgt nach den Versuchen des Dr. Böhme in Berlin etwas weniger oder mehr als die Hälfte der Druckfestigkeit der

Mauersteine. Hinsichtlich der Mörtel im Mauerwerke gibt Dr. Böhme an, dafs die mit Kalkmörtel hergestellten Mauerteile eine 6 bis 10fach gröfsere Festigkeit besitzen, als der Mörtel in Würfelform aufweist, die in Zementmörtel 1 Zement, 7 Kalk und 16 Sand ausgeführten Mauerteile eine 2 bis 3fach gröfsere Festigkeit, in Zementmörtel 1 : 6 eine ebenso grofse und in Zementmörtel 1 : 3 eine erheblich geringere Festigkeit, besonders wenn die Mauerteile trocken bleiben.

Nach den Bestimmungen des Polizeipräsidiums in Berlin werden daselbst als zulässige Belastungen angenommen für

Gewöhnliches Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel	8 kg/qcm
Besseres Ziegelmauerwerk in Zementmörtel .	11 „
Bestes Klinkermauerwerk „ „ .	14 „

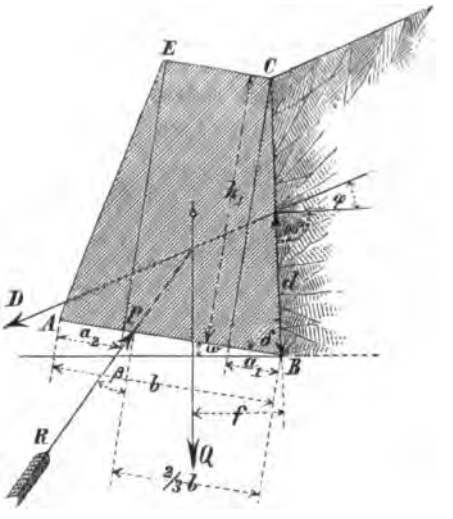
Weiter kann man als zulässige Belastung annehmen für:

Mauerwerk aus Bruchsteinen	10—15 kg/qcm
„ „ Sandsteinquadern	15—25 „
Gründung auf festem Sande, Kies und dergl.	5—7 „
„ „ mildem Felsen	10 „

§ 21. Abmessungen einer Stützmauer, wenn die Mittellinie des Druckes durch das vordere Drittel der Grundlinie gehen soll. Wir setzen einen trapezförmigen Querschnitt der Mauer voraus und bezeichnen mit (Abb. 33):

b die Breite der Grundlinie des gegebenen Paralleltrapezes in Metern,
h_1 die Höhe desselben in Metern,
a_1 die Ausladung der Hinterseite CB in Metern,
a_2 dieselbe für die Vorderseite AE in Metern,
δ den Winkel der Hinterseite CB mit der Grundlinie AB,
ω den Winkel der Grundlinie AB mit der Wagerechten,
Q das Gewicht der Mauer für 1 m Länge rechtwinkelig zur Bildebene in kg,
D den Erddruck für dieselbe Länge in kg,
R die Mittelkraft aus D und Q in kg,
β den Winkel der Mittelkraft mit dem Lote zur Grundlinie,
f den Hebelarm von Q in Bezug auf B als Drehpunkt in Metern,
d den Abstand des Angriffspunktes der Kraft D von B in Metern,
φ den natürlichen Böschungswinkel,
γ_1 das Gewicht von 1 cbm Mauerwerk in kg.

Abb. 33.



Damit nun Gleichgewicht in Bezug auf den Punkt B vorhanden sei, mufs die Gleichung gelten:

$$R\cos\beta \cdot \frac{2}{3} b = (D\cos\varphi) \cdot d + Q \cdot f,$$

oder da

$$R\cos\beta = D\cos(\delta - \varphi) + Q\cos\omega,$$

$$[D\cos(\delta - \varphi) + Q\cos\omega]\frac{2}{3} b = D \cdot d\cos\varphi + Qf \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 52.$$

Für Q hat man $Q = \gamma_1 \cdot \frac{h_1}{2}(2b - a_1 - a_2)$ und für Qf, wenn man die Einzelmomente des Trapezes bildet:

$$Qf = \gamma_1 \cdot \frac{a_1 h_1}{2}\left(\frac{2}{3}a_1 \cdot \cos\omega - \frac{h_1}{3}\sin\omega\right) +$$
$$\gamma_1 \cdot (b - a_1 - a_2)\, h_1 \left[\left(a_1 + \frac{b - a_1 - a_2}{2}\right)\cos\omega - \frac{h_1}{2}\sin\omega\right] +$$
$$\gamma_1 \cdot \frac{a_2 h_1}{2}\left[\left(b - \frac{2}{3}a_2\right)\cos\omega - \frac{h_1}{3}\sin\omega\right];$$

oder nach gehöriger Zusammenziehung

$$Qf = \gamma_1 \cdot \frac{h_1}{2}\cos\omega\left[b^2 - b\,(a_2 + h_1 \operatorname{tang}\omega) + \frac{a_2^2 - a_1^2}{3} + \frac{2}{3}h_1(a_1 + a_2)\operatorname{tang}\omega\right].$$

Setzt man die Werte für Q und Qf in Gleichung 52, so erscheint:

$$\frac{2}{3}b\left[D\cos(\delta - \varphi) + (2b - a_1 - a_2)\cdot\frac{\gamma_1 h_1 \cos\omega}{2}\right] = D\,d\cos\varphi +$$
$$\frac{\gamma_1 h_1 \cos\omega}{2}\left[b^2 - b\,(a_2 + h_1\operatorname{tang}\omega) + \frac{a_2^2 - a_1^2}{3} + \frac{2}{3}h_1(a_1 + a_2)\operatorname{tang}\omega\right].$$

Die Auflösung letzter Gleichung nach b gibt:

$$\left.\begin{aligned} b^2 + \left(a_2 - 2a_1 + 3h_1 \operatorname{tang}\omega + \frac{4D\cos(\delta - \varphi)}{\gamma_1 h_1 \cos\omega}\right)\cdot b \\ = a_2^2 - a_1^2 + 2h_1(a_1 + a_2)\operatorname{tang}\omega + \frac{6\,D\,d\cos\varphi}{\gamma_1 h_1 \cos\omega} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ 53.$$

Diese Gleichung soll im § 23 auf verschiedene Querschnitte angewendet werden.

Für die Pressung an der Vorderkante der Grundfläche ergibt sich, wenn dieselbe mit n in **kg/qm** bezeichnet wird:

$$n = \frac{2R\cos\beta}{b} = \frac{2}{b}\left[D\cos(\delta - \varphi) + Q\cos\omega\right] \ldots\ldots\ 54.$$

Nach vorstehender Gleichung kann man die Höhe berechnen, welche eine Mauer von gegebener Stärke höchstens haben darf, damit die Pressung an der Vorderkante der Grundfläche den zulässigen Wert nicht überschreitet. So folgt z. B. für eine wagerecht hinterfüllte Stützmauer, deren Querschnitt ein lotrecht stehendes Rechteck der Höhe h und Breite b ist, wenn $\varphi = 33°$ und die Einheitsgewichte von Erde und Mauerwerk gleich sind

$$D = 0{,}134\,\gamma h^2;\quad b = 0{,}35\,h;\quad \sin 33° = 0{,}545,$$
$$n = \frac{2}{b}(0{,}134\,\gamma h^2 \sin\varphi + \gamma_1 b\,h),$$

oder, da
$$\gamma = \gamma_1,\quad n = 2\gamma\left(\frac{0{,}134\cdot\sin\varphi}{0{,}35} + 1\right)h$$
$$h = 0{,}414\,\frac{n}{\gamma} \ldots\ldots\ 55.$$

Wenn die Mauer aus Ziegeln erbaut und mit gewöhnlicher Dammerde hinterfüllt ist, kann man $n = 8$ **kg/qcm** oder 80000 **kg/qm** setzen und $\gamma = \gamma_1 = 1600$ **kg**, mithin folgt für die zulässige Höhe dieser Mauer

$$h = 0{,}414\cdot\frac{80000}{1600} = 20{,}9\ \text{m}.$$

Nahezu dieselbe Höhe ergibt sich für eine Bruchsteinmauer, wenn man $n =$ 100000 **kg/qm** und $\gamma = \gamma_1 = 2000$ **kg** annimmt. Es sind also die Höhen, welche eine stärkere als die zulässige Pressung im Mauerwerke herbeiführen, bei der Annahme, dafs die Mittellinie des Druckes um ein Drittel der Grundlinie von der Vorderkante absteht, ziemlich beträchtliche.

§ 22. Abmessungen einer Stützmauer unter Zugrundelegung der zulässigen Druckspannung des Mauerwerks. Der Querschnitt der Mauer bilde ein Trapez und werde die zulässige Druckspannung des Mauerwerks mit n in **kg/qm** bezeichnet. Schneidet

nun die Mittellinie des Druckes die Grundfläche der Mauer in x Meter Abstand von der Vorderkante, so folgt unter Einführung der Bezeichnungen des vorigen Paragraphen gemäfs der Gleichung 47:

$$n = \frac{2 R \cos\beta}{3 x},$$

indem im allgemeinen $x < \frac{1}{3} b$ ist.

Für x ergibt sich demnach

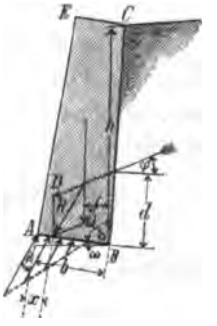
$$x = \frac{2}{3} \frac{R \cos\beta}{n},$$

oder, da $R\cos\beta = D\cos(\delta - \varphi) + Q\cos\omega$:

$$x = \frac{2}{3} \frac{D\cos(\delta - \varphi) + Q\cos\omega}{n} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 56.$$

Als Bedingungsgleichung für die Dicke der Mauer erhält man in Rücksicht auf Abb. 34:

Abb. 34.



$$[D\cos(\delta - \varphi) + Q\cos\omega](b - x) = d\,D\cos\varphi + Q.f \quad \ldots \quad 57.$$

Für eine Stützmauer, deren Querschnitt ein lotrecht stehendes Rechteck der Breite b und Höhe h, hat man:

$$\delta = 90°;\ \omega = 0;\ Q = \gamma_1 b h;\ d = \frac{h}{3};\ f = \frac{b}{2};$$

daher

$$x = \frac{2}{3.n} D\sin\varphi + \frac{2}{3.n} \gamma_1 b h.$$

$$(D\sin\varphi + \gamma_1 b h)(b - x) = \frac{h}{3} D\cos\varphi + \frac{\gamma_1}{2} b^2 h.$$

Führt man in vorstehende Gleichung den Wert von x ein und führt dieselbe auf b zurück, so ist das Ergebnis:

$$b^2 + \left(\frac{2 D\sin\varphi}{\gamma_1 h}\right) b = \frac{2D}{\gamma_1 h \left(1 - \frac{4\gamma_1 h}{3n}\right)} \left(\frac{h}{3}\cos\varphi + \frac{2D}{3n}\sin^2\varphi\right). \quad \ldots \quad 58.$$

Hiernach ergibt sich für eine Stützmauer des obengenannten Querschnittes, sofern $\varphi = 33°$, also $\sin\varphi = 0{,}545$, $\cos\varphi = 0{,}839$, $D = 0{,}134\,\gamma h^2$:

$$b^2 + 2\left(0{,}073 \frac{\gamma . h}{\gamma_1}\right) b = \left\{\frac{0{,}268}{1 - \frac{4\gamma_1 h}{3n}}\right\} \frac{\gamma}{\gamma_1} h^2 . \left(0{,}279 + 0{,}026 . \frac{\gamma}{n} . h\right)$$

$$b = -0{,}073 . \frac{\gamma h}{\gamma_1} + h \sqrt{\left(0{,}073 \frac{\gamma}{\gamma_1}\right)^2 + \left\{\frac{0{,}268}{1 - \frac{4\gamma_1 h}{3n}}\right\} \left(0{,}279 + 0{,}026 \frac{\gamma}{n} h\right) . \frac{\gamma}{\gamma_1}} \quad \ldots \quad 59.$$

Setzt man noch $h = 10$ **m**, $\gamma_1 = \gamma = 1600$ **kg**, $n = 80000$ **kg/qm**, so folgt:

$$b = -0{,}73 + 10 \sqrt{0{,}005 + 0{,}366\,(0{,}279 + 0{,}005)};$$

$$b = 2{,}57\ \mathbf{m} = 0{,}257\,h;$$

$$x = \frac{2}{3 . 80000} (0{,}134\,\gamma h^3 \sin\varphi + \gamma_1 h b).$$

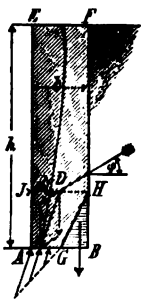
$$x = \frac{1}{120000} (0{,}134 . 1600 . 100 . 0{,}545 + 1600 . 10 . 2{,}57);$$

$$x = 0{,}44\ \mathbf{m} \quad \text{oder} \quad x = \frac{1}{5{,}85} b.$$

Von der Grundlinie der Mauer (Abb. 35) nimmt im vorliegenden Falle nur der Teil $A\,G = 3 . 0{,}44 = 1{,}32$ **m** an der Druckübertragung teil, während $G\,B = 2{,}57 - 1{,}32 = 1{,}25$ **m** die Pressung Null hat.

Berechnet man für die über AB liegenden Lagerfugen ebenfalls die Druckgrenze, so ergibt sich die Kurve GH, welche von der Mauer den Körper GHB abschneidet, der keine Druckspannungen in den Lagerfugen erleidet. Dieser Körper wirkt auf die Mauer ebenso, wie ein aus der Wandfläche GH hervorstehender Balken, welcher aufser durch sein Eigengewicht durch den auf HB wirkenden Erddruck ΔD belastet ist. In dem unter der Lagerfuge JH liegenden Teile der Mauer treten daher Biegungsspannungen auf.

Abb. 35.



Der Vergleich des vorstehenden Querschnittes mit einem anderen von rechteckiger Form, bei welchem die Mittellinie des Druckes unter sonst gleichen Verhältnissen durch das vordere Drittel der Grundlinie geht, ergibt in Bezug auf die erforderlichen Querschnittsflächen, wenn die Fläche des ersteren mit F_1, die des letzteren mit F_2 bezeichnet wird:

$$\frac{F_1}{F_2} = \frac{0{,}257\,h^2}{0{,}350\,h^2} = \frac{1}{1{,}36}.$$

Der Stoffaufwand für die Mauer ist also in dem Falle, in welchem die Mittellinie des Druckes durch das vordere Drittel der Grundlinie geht, 1,36 mal so grofs als im anderen; jedoch ist aus den früher angegebenen Gründen der Querschnitt der Fläche F_1 für die Ausführung nicht zu empfehlen.

§ 23. Vergleich einiger trapezförmiger Stützmauerquerschnitte. Im nachfolgenden sollen einige trapezförmige Stützmauerquerschnitte hinsichtlich ihres Flächeninhaltes und den Voraussetzungen verglichen werden, dafs

1. die Mittellinie des Druckes die Grundfläche im vorderen Drittel schneide,
2. der gestützte Erdkörper in seiner Oberfläche wagerecht verlaufe und den natürlichen Böschungswinkel $\varphi = 33°$ habe,
3. das Gewicht von 1 cbm Erde in dem einen Falle gleich dem des Mauerwerkes, d. i. zufolge der früheren Bezeichnung $\gamma = \gamma_1$ sei und in dem anderen 0,8 von dem des Mauerwerkes betrage, d. i. $\gamma = 0{,}8\,\gamma_1$.

Betrachten wir zunächst einige trapezförmige Querschnitte mit wagerechten Lagerfugen, lotrechter Hinterseite und unter $1 : \frac{1}{p}$ geböschter Vorderseite. Für diese gilt nach § 21, da $\omega = 0$; $\delta = 90°$; $\sin(\delta - \varphi) = \cos\varphi = 0{,}839$; $\cos(\delta - \varphi) = \sin\varphi = 0{,}545$; $a_1 = 0$; $a_2 = \frac{h}{p}$; $h_1 = h$; $d = \frac{h}{3}$; $D = 0{,}134\,\gamma h^2$ f. d. lfd. Meter,

$$b^2 + \left(\frac{1}{p} + 0{,}536\,\frac{\gamma}{\gamma_1}\sin\varphi\right) h\,b = \left(\frac{1}{p^2} + 0{,}268\,\frac{\gamma}{\gamma_1}\cos\varphi\right) h^2 \quad \ldots \quad 60.$$

oder, wenn $\varphi = 33°$ gesetzt wird:

$$b^2 + \left(\frac{1}{p} + 0{,}292\,\frac{\gamma}{\gamma_1}\right) h\,b = \left(\frac{1}{p^2} + 0{,}225\,\frac{\gamma}{\gamma_1}\right) h^2 \quad \ldots \quad 61.$$

Querschnitt No. 1.

Lotrecht stehendes Rechteck. Hier ist $\frac{1}{p} = 0$, daher

$$b^2 + 0{,}292\,\frac{\gamma}{\gamma_1}\,h\,b = 0{,}225\,\frac{\gamma}{\gamma_1}\,h^2 \quad \ldots \quad 62.$$

$\gamma = \gamma_1 = 1600$ kg; $b = 0{,}35\,h$; $F = 0{,}35\,h^2$;

$$\operatorname{tang}\beta = \frac{0{,}134 \,.\, 0{,}839}{0{,}134 \,.\, 0{,}545 + 0{,}35} = 0{,}265;\ \beta = 14°\,51';$$

$$n = \frac{2}{0{,}35}\,(0{,}134 \,.\, 0{,}545 + 0{,}35)\,\gamma_1 h = 2{,}42\,\gamma_1 \,.\, h.$$

Für $h = 20{,}6$ m wird $n = 8$ kg/qcm; $\gamma = 0{,}8\,\gamma_1 = 1600$ kg; $b = 0{,}32\,h$; $F = 0{,}32\,h^2$; $\beta = 13°\,20'$; $n = 2{,}36\,\gamma_1 h$. Bei $h = 16{,}9$ m wird $n = 8$ kg/qcm.

Querschnitt No. 2.

Trapez mit der Böschung $1 : {}^1/_{10}$ in der Vorderseite und lotrechter Hinterseite (Abb. 36). Man hat hier: $\frac{1}{p} = \frac{1}{10}$, daher

Abb. 36.

$$b^2 + \left(0{,}1 + 0{,}292\,\frac{\gamma}{\gamma_1}\right) h\,b = \left(0{,}01 + 0{,}225\,\frac{\gamma}{\gamma_1}\right) h^2 \quad . \; . \quad 63.$$

$$\gamma = \gamma_1 = 1600 \text{ kg};$$

$$b = 0{,}327\,h; \quad b_1 = 0{,}227\,h;$$

$$F = 0{,}277\,h^2;$$

$$tang\,\beta = \frac{0{,}134 \,.\, 0{,}839}{0{,}134 \,.\, 0{,}545 + 0{,}277} = 0{,}321; \quad \beta = 17°\,48';$$

$$n = \frac{2}{0{,}327}\,(0{,}134 \,.\, 0{,}545 + 0{,}277)\,\gamma_1 h = 2{,}14\,\gamma_1 h;$$

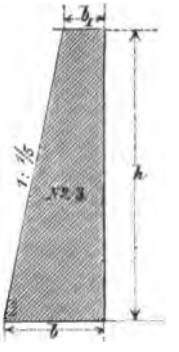
Für $h = 23{,}4$ m wird $n = 8$ kg/qcm; $\gamma = 0{,}8\,\gamma_1 = 1600$ kg; $b = 0{,}30\,h$; $b_1 = 0{,}20\,h$; $F = 0{,}25\,h^2$; $\beta = 16°\,17'$; $n = 2{,}05\,\gamma_1 h$.

Für $h = 19{,}5$ m wird $n = 8$ kg/qcm.

Querschnitt No. 3.

Trapez mit $1 : {}^1/_5$ Anlauf in der Vorderseite und lotrechter Hinterseite (Abb. 37). Hier ist $\frac{1}{p} = \frac{1}{5}$, mithin

Abb. 37.



$$b^2 + b\,h\left(0{,}2 + 0{,}292\,\frac{\gamma}{\gamma_1}\right) = \left(0{,}04 + 0{,}225\,\frac{\gamma}{\gamma_1}\right) h^2 \; . \; . \; . \quad 64.$$

$$\gamma = \gamma_1 = 1600 \text{ kg};$$

$$b = 0{,}324\,h;$$

$$b_1 = 0{,}124\,h;$$

$$F = 0{,}224\,h^2;$$

$$\beta = 20°\,40';$$

$$n = 1{,}83\,\gamma_1 \,.\, h.$$

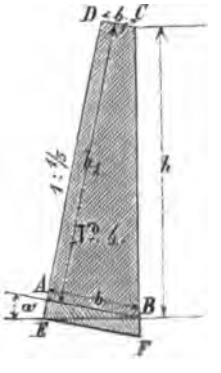
Für $h = 27{,}3$ m wird $n = 8$ kg/qcm; $\gamma = 0{,}8\,\gamma_1 = 1600$ kg; $b = 0{,}30\,h$; $b_1 = 0{,}10\,h$; $F = 0{,}20\,h^2$; $\beta = 19°\,10'$; $n = 1{,}72\,\gamma_1 \,.\, h$.

Für $h = 23{,}2$ m wird $n = 8$ kg/qcm.

Querschnitt No. 4.

Trapez mit dem Anlaufe $1 : {}^1/_5$ in der Vorderseite, lotrechter Hinterseite und geneigten Lagerfugen (Abb. 38). Man hat hier:

Abb. 38.



$$tang\,\omega = 0{,}2; \quad \omega = 11°\,19'; \quad cos\,\omega = 0{,}98;$$

$$\delta = 90° - 11°\,19' = 78°\,41';$$

$$\delta - \varphi = 45°\,41';$$

$$cos\,(\delta - \varphi) = 0{,}699;$$

$$sin\,(\delta - \varphi) = 0{,}715;$$

$$e = \frac{h}{3}; \quad a_1 = 0{,}2\,h; \quad a_2 = 0; \quad h_1 = 0{,}98\,h; \quad D = 0{,}134\,\gamma\,h^2.$$

$$b^2 + b\,h\left(0{,}188 + 0{,}39\,\frac{\gamma}{\gamma_1}\right) = \left(0{,}038 + 0{,}234\,\frac{\gamma}{\gamma_1}\right) h^2 \; . \; . \quad 65.$$

$$\gamma = \gamma_1 = 1600 \text{ kg};$$

$$b = 0{,}307\,h; \quad b_1 = 0{,}107\,h;$$

$$F = 0{,}203 \,.\, h^2.$$

Zum Vergleiche dieses Querschnittes mit Querschnitten, deren Lagerfugen wagerecht liegen, ist demselben in Rücksicht auf die erforderliche Gründungstiefe der Vorderkante der Mauergrundfläche ein Trapez $ABEF$ hinzuzusetzen, dessen Vorderseite AE die Länge $AE = b\,tang\,\omega$ hat. Den Flächeninhalt f dieses Trapezes kann man genau genug $f = b^2\,tang\,\omega$ setzen. Im vorliegenden Falle ist daher:

$$f = 0{,}307^2 \,.\, h^2 \,.\, 0{,}2 = 0{,}019\,h^2; \quad F_1 = 0{,}222\,h^2;$$

$$tang\,\beta = \frac{0{,}134\,.\,0{,}715 - 0{,}203\,.\,0{,}2}{0{,}134\,.\,0{,}699 + 0{,}203\,.\,0{,}98} = 0{,}189; \quad \beta = 10°\,43';$$

$$n = \frac{2}{3{,}07}\,(0{,}134\,.\,0{,}699 + 0{,}203\,.\,0{,}98)\,\gamma_1\,h = 1{,}91\,\gamma_1\,h.$$

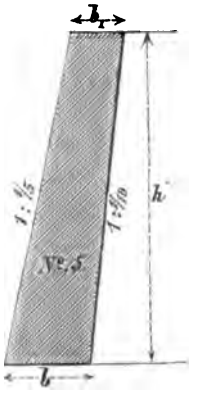
Für $h = 26{,}2$ m wird $n = 8$ kg/qcm; $\gamma = 0{,}8\,\gamma_1 = 1600$ kg; $b = 0{,}287\,h$; $b_1 = 0{,}087\,h$; $F = 0{,}183\,h^2$; $F_1 = 0{,}198\,h^2$; $tang\,\beta = 0{,}146$; $\beta = 8°$; $n = 1{,}8\,\gamma_1\,h$.

Für 22,2 m Höhe wird $n = 8$ kg/qcm.

Querschnitt No. 5.

Trapez mit 1 : 1/5 Anlauf in der Vorderseite, 1 : 1/10 in der Hinterseite und wagerechten Fugen (Abb. 39). Hier ist:

Abb. 39.



$$\omega = 0; \quad \delta = 95°\,43';$$

$$\delta - \varphi = 62°\,43';$$

$$cos\,(\delta - \varphi) = 0{,}45;$$

$$sin\,(\delta - \varphi) = 0{,}89; \quad a_1 = -\,0{,}1\,h; \quad a_2 = 0{,}2\,h;$$

$$d = \frac{h}{3}\ \text{(angenähert)}; \quad D = 0{,}11\,\gamma\,h^2.$$

$$b^2 + b\,h\left(0{,}4 + 0{,}198\,\frac{\gamma}{\gamma_1}\right) = \left(0{,}03 + 0{,}185\,\frac{\gamma}{\gamma_1}\right)h^2 \quad . \quad . \quad 66.$$

$$\gamma = \gamma_1 = 1600\ \text{kg}; \quad b = 0{,}252\,h;$$

$$b_1 = 0{,}152\,h; \quad F = 0{,}202\,h^2;$$

$$tang\,\beta = \frac{0{,}11\,.\,0{,}89}{0{,}11\,.\,0{,}45 + 0{,}202} = 0{,}388; \quad \beta = 21°\,12';$$

$$n = \frac{2}{0{,}252}\,(0{,}11\,.\,0{,}45 + 0{,}202)\,\gamma_1\,h = 2\,.\,\gamma_1\,h.$$

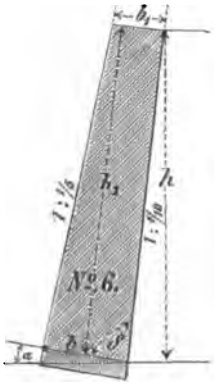
Für $h = 25$ m wird $n = 8$ kg/qcm; $\gamma = 0{,}8\,\gamma_1 = 1600$ kg; $b = 0{,}226\,h$; $b_1 = 0{,}126\,h$; $F = 0{,}176\,h^2$; $tang\,\beta = 0{,}324$; $\beta = 17°\,57'$; $n = 2{,}14\,\gamma_1\,h$.

Für $h = 18{,}7$ m wird $n = 8$ kg/qcm.

Querschnitt No. 6.

Trapez mit 1 : 1/5 Anlauf in der Vorderseite, 1 : 1/10 in der Hinterseite und mit geneigten Lagerfugen (Abb. 40). Man hat hier:

Abb. 40.



$$tang\,\omega = 0{,}2; \quad \omega = 11°\,19'; \quad \delta = 84°\,24'; \quad \delta - \varphi = 31°\,24';$$

$$cos\,(\delta - \varphi) = 0{,}624; \quad sin\,(\delta - \varphi) = 0{,}782; \quad a_1 = 0{,}1\,h; \quad a_2 = 0;$$

$$d = \frac{h}{3}\cdot\frac{1}{0{,}995},\ \text{dafür}\ d = \frac{h}{3}; \quad D = 0{,}11\,\gamma\,h^2; \quad h_1 = h\ \text{(angen.)};$$

$$b^2 + b\,h\left(0{,}4 + 0{,}28\,\frac{\gamma}{\gamma_1}\right) = \left(0{,}03 + 1{,}88\,\frac{\gamma}{\gamma_1}\right)h^2 \quad . \quad . \quad . \quad 67.$$

$$\gamma = \gamma_1 = 1600\ \text{kg}; \quad b = 0{,}238\,h; \quad b_1 = 0{,}138\,h;$$

$$F = 0{,}188\,h^2; \quad F_1 = 0{,}199\,h^2;$$

$$tang\,\beta = \frac{0{,}11\,.\,0{,}782 - 0{,}188\,.\,0{,}2}{0{,}11\,.\,0{,}624 + 0{,}188\,.\,0{,}98} = 0{,}192; \quad \beta = 10°\,52';$$

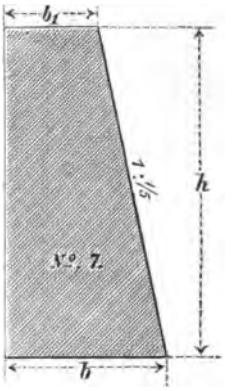
$$n = \frac{2}{0{,}238}\,(0{,}11\,.\,0{,}624 + 0{,}188\,.\,0{,}98)\,\gamma_1\,h; \quad n = 2{,}12\,\gamma_1\,h.$$

Für $h = 23{,}5$ m wird $n = 8$ kg/qcm; $\gamma = 0{,}8\,\gamma_1 = 1600$ kg; $b = 0{,}215\,h$; $b_1 = 0{,}115\,h$; $F = 0{,}165\,h^2$; $F_1 = 0{,}174\,h^2$; $tang\,\beta = 0{,}165$; $\beta = 9° 22'$; $n = 2{,}02\,\gamma_1 h$.
Für $h = 19{,}8$ m wird $n = 8$ kg/qcm.

Querschnitt No. 7.

Trapez mit lotrechter Vorderseite, 1 : 1/5 Anlauf nach vorn herüber in der Hinterseite und wagerechten Lagerfugen (Abb. 41). Es ist hierbei:

Abb. 41.



$$\omega = 0;\quad \delta = 78° 41';\quad \delta - \varphi = 45° 41';$$

$$cos\,(\delta - \varphi) = 0{,}699;\quad sin\,(\delta - \varphi) = 0{,}715;$$

$$a_1 = 0{,}2\,h;\quad a_2 = 0;\quad h_1 = h;$$

$$d = \frac{h}{3} \cdot \frac{1}{0{,}98};\quad D = 0{,}186\,\gamma \,.\, h^2;$$

$$b^2 + b\,h\left(0{,}52\,\frac{\gamma}{\gamma_1} - 0{,}4\right) = \left(0{,}319\,\frac{\gamma}{\gamma_1} - 0{,}04\right) h^2 \quad . \; . \; 68.$$

$$\gamma = \gamma_1 = 1600 \text{ kg};\quad b = 0{,}472\,h;$$

$$b_1 = 0{,}272\,h;\quad F = 0{,}372\,h^2;$$

$$tang\,\beta = \frac{0{,}186 \,.\, 0{,}728}{0{,}186 \,.\, 0{,}699 + 0{,}372} = 0{,}268;\quad \beta = 15°;$$

$$n = \frac{2}{0{,}472}\,(0{,}186 \,.\, 0{,}699 + 0{,}372)\,\gamma_1 h = 2{,}1\,\gamma_1 h.$$

Für $h = 23{,}8$ m wird $n = 8$ kg/qcm; $\gamma = 0{,}8\,\gamma_1 = 1600$ kg; $b = 0{,}456\,h$; $b_1 = 0{,}256\,h$; $F = 0{,}356\,h^2$; $tang\,\beta = 0{,}234$; $\beta = 13° 10'$; $n = 2{,}01\,\gamma_1 h$.
Für $h = 19{,}9$ m wird $n = 8$ kg/qcm.

Die gefundenen Ergebnisse sind der besseren Übersicht wegen in der Tabelle VI (S. 348) zusammengestellt.

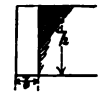
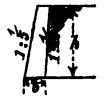
Wie aus dieser Tabelle hervorgeht, stellt sich der Querschnitt No. 7 am ungünstigsten in Bezug auf Stoffaufwand von den aufgeführten Querschnitten.

Man darf indessen hieraus keine allgemeinen Schlüsse ziehen, da die in der Tabelle aufgeführten Werte wesentlich vom Böschungswinkel des gestützten Erdkörpers abhängen und der Fall eintreten kann, dafs ein Stützmauerquerschnitt, welcher bei dem Böschungswinkel $\varphi = 33°$ gegen einen anderen zurücksteht, vorteilhafter als der andere bei einem kleineren bezw. gröfseren Winkel φ wird. So erfordert z. B. (vergl. § 33) der Querschnitt No. 7 für $\varphi = 0$ eine kleinere Fläche als das Rechteck No. 1.

Trockenmauern. Bei Ausführung der unter No. 1 bis 7 aufgeführten Stützmauern als Trockenmauern sind die Stärken derselben, je nach der Lagerhaftigkeit der verwandten Bruchsteine, 5/4 bis 1,5 mal so grofs zu nehmen, als dort angegeben.

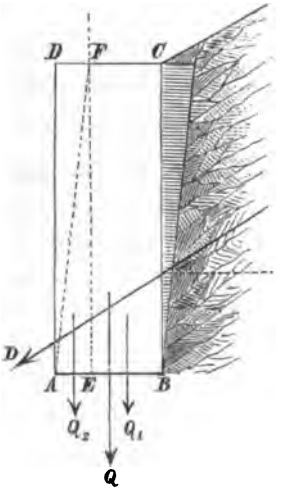
§ 24. Zweckmäfsige Anordnung des Querschnittes einer Stütz- oder Futtermauer. Die Anordnung des Querschnittes einer Stütz- oder Futtermauer kann nicht allein nach rein wissenschaftlichen Grundsätzen erfolgen, indem einerseits die atmosphärischen Einflüsse und die Lagerhaftigkeit der verwandten Bausteine ein gewisses Mindestmafs der Mauerdicke bedingen, andererseits die Raumersparung, welche durch die Anlage der Mauer erzielt werden soll, gewisse Grenzen für den Anlauf der Seitenflächen festsetzt. Unter Berücksichtigung dieser Verhältnisse und der Grundsätze, welche im Vorhergehenden über die Standsicherheit entwickelt sind, wird man natürlich dem Profile den Vorzug geben, welches den geringsten Stoffaufwand für die Mauer erfordert, welches also, gleichen Arbeitslohn für die Ausführung vorausgesetzt, die geringste Fläche

Tabelle VI. **Vergleich einiger trapezförmiger Stützmauerquerschnitte unter Annahme von $\measuredangle \varphi = 33°$.**

Lfd. No.	Querschnitt	$\gamma = \gamma_1$				$\gamma = 0{,}8\gamma_1$			
		$\frac{b}{h}$	$\frac{F}{h^2}$	$\measuredangle \beta$	$\frac{n}{\gamma_1 h}$	$\frac{b}{h}$	$\frac{F}{h^2}$	$\measuredangle \beta$	$\frac{n}{\gamma_1 h}$
1		0,350	0,350	14° 51′	2,42	0,323	0,323	13° 20′	2,36
2		0,327	0,277	17° 48′	2,14	0,300	0,250	16° 17′	2,05
3		0,324	0,224	20° 40′	1,83	0,300	0,200	19° 10′	1,72
4		0,307	0,203 0,222	10° 43′	1,91	0,287	0,183 0,198	8° —	1,80
5		0,252	0,202	21° 12′	2,00	0,226	0,176	17° 57′	2,14
6		0,238	0,188 0,199	10° 52′	2,12	0,215	0,165 0,174	9° 22′	2,02
7		0,472	0,372	15° —	2,10	0,456	0,356	13° 10′	2,01

hat. Um die Bestimmung dieser Querschnittsform zu erleichtern, wollen wir im nachfolgenden den Einfluſs ermitteln, welchen die einzelnen Mauerteile auf die Standsicherheit der ganzen Mauer haben.

Abb. 42.



Bildet die Mauer im Querschnitte ein lotrecht stehendes Rechteck $ABCD$ (Abb. 42), dessen Abmessungen so bestimmt sind, daſs die Mittellinie des Druckes die Grundlinie AB in einem Punkte E schneidet, der von A um $\frac{1}{3}\,AB$ absteht, so hat das Gewicht Q_2 des Mauerteiles, welcher links von der durch E gehenden Senkrechten EF liegt, dieselbe Drehrichtung in Bezug auf E wie der Erddruck, während das Gewicht Q_1 des rechts von EF liegenden Mauerstückes im entgegengesetzten Sinne dreht.

Die Standsicherheit der Mauer wird man daher erhöhen, wenn man das Moment von Q_2 verkleinert, dagegen das von Q_1 vergröſsert. Die Mittel hierzu sind verschiedener Art.

Das einfachste ist wohl, wenn man den Querschnitt um E als Drehpunkt nach hinten so weit dreht, daſs der Schwerpunkt desselben noch auf eine genügende Länge unterstützt ist.

Ein anderes Mittel besteht darin, dafs man von dem Querschnitte $ABCD$ das Dreieck ADF abschneidet und dasselbe an der Hinterfläche wieder anbringt.

Will man Q_2 verkleinern, Q_1 aber unverändert lassen, so erreicht man dieses dadurch, dafs man das Dreieck ADF abschneidet, so dafs eine Stützmauer mit geböschter Vorderfläche entsteht. Noch mehr erspart man an Mauerwerk unter gleichzeitiger Vermehrung der Standsicherheit, wenn man den Querschnitt durch die gebrochene Linie AGF (Abb. 43) abgrenzt, von welcher der Knickpunkt G in der Weise bestimmt ist, dafs die Mittellinie des Druckes für den Querschnittsteil $FGHC$ um $\frac{1}{3}FC = \frac{1}{3}GH$ von G in der durch diesen Punkt gehenden Lagerfuge absteht. Anstatt der gebrochenen Linie AGF kann man auch eine durch A und F verlaufende Kurve wählen, welche FE in F berührt.

Abb. 43.

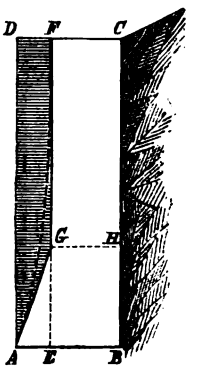


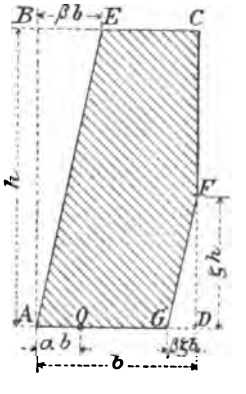
Abb. 44.

Endlich kann man noch dadurch eine Ersparnis herbeiführen, dafs man die Mauer an der Hinterseite unterschneidet (Abb. 44; Abb. 13 bis 15, Taf. IX; Abb. 1 u. 2, 4 bis 6, 8 u. 9, 13 u. 14, Taf. X). Diese Unterschneidung darf indessen nur so weit reichen, dafs die Pressung an der Hinterkante der verbleibenden Grundfläche im unverfüllten Zustande der Mauer den für den Baugrund zulässigen Wert nicht überschreitet und die sonstigen Gleichgewichtsbedingungen erfüllt bleiben.

Ersetzt man im Querschnitt der unterschnittenen Stützmauer auf Taf. X, Abb. 2 die gebrochenen Begrenzungslinien durch Kurven, so entsteht die sogenannte englische Stützmauer.

Günstigste Unterschneidungshöhe.[2]) Falls man freie Wahl in der Unterschneidungshöhe hat, wird man dieselbe so wählen, dafs der Stützmauerquerschnitt eine möglichst grofse Standsicherheit besitzt. Allgemeine Untersuchungen zur Bestimmung dieses Querschnittes unter Einführung des in Wahrheit auftretenden Umsturzmomentes des Erddruckes würden zu sehr verwickelten, für die Praxis kaum verwendbaren Formeln führen. Wir wollen uns daher auf unterschnittene Mauern beschränken, deren gedrückte Wandfläche im oberen Teile lotrecht und im unteren parallel zur Vorderwand verläuft; ferner soll die vereinfachende Annahme gemacht werden, dafs das Umsturzmoment des Erddruckes für die unterschnittene und nicht unterschnittene Mauer gleich grofs ist.

Abb. 45.



Für einen Querschnitt $AECFG$ (s. Abb. 45), welcher aus einem lotrecht stehenden Rechtecke $ABCD$ durch Wegschneiden der beiden ähnlichen Dreiecke ABE und DFG entstanden ist und bei welchem die Stützlinie durch den Punkt O der Grundlinie AG geht, ergibt sich, wenn bezeichnet:

h, ζh die Mauer- bezw. Unterschneidungshöhe in **m**;

$\alpha b = AO$ den Abstand des Punktes O von der unteren Vorderkante der Mauer in **m**;

βb die Ausladung der Mauer in **m**;

[2]) Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 245. — Kreuter, Beitrag zur Berechnung trapezförmiger Stützmauerquerschnitte. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1893, S. 666. — Skibinski, Über Stützmauerquerschnitte.

S, S_0 das statische Moment des unterschnittenen, bezw. vollen trapezförmigen Querschnittes, bezogen auf den Punkt O, bezw. auf einen Punkt, der um $\frac{1}{3} AD$ von der Vorderkante A absteht, in m^3:

$$\left.\begin{aligned} S &= \frac{b^3 h}{6} [3 - 3\alpha(2 - \beta - \beta\zeta^2) - 3\beta\zeta^2 - \beta^2(1 - \zeta^3)] \\ S_0 &= \frac{b^3 h}{6} [3 - 6\alpha + \beta(3\alpha - \beta)] \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad 69.$$

Nimmt man den Abstand des Durchgangspunktes O von A zu

$$\alpha b = \frac{1}{3} AG = \frac{1}{3}(b - \beta\zeta b),$$

also $\alpha = \frac{1}{3}(1 - \beta\zeta)$ an und führt diesen Wert in die vorstehenden Gleichungen ein, so nehmen dieselben die Form an:

$$\left.\begin{aligned} S &= \frac{b^3 h}{6} [1 + \beta(1 + 2\zeta - 2\zeta^2) - \beta^2(1 + \zeta)] \\ S_0 &= \frac{b^3 h}{6} [1 + \beta - \beta^2] \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad 70.$$

Bei gegebenem Anzuge der Mauer hat man daher für die dem gröfsten Standmomente derselben entsprechende Unterschneidung:

$$\frac{dS}{d\zeta} = 0 = 2\beta - 4\beta\zeta - \beta^2$$

mithin $$\zeta = \frac{1}{4}(2 - \beta),$$

oder wenn das Böschungsverhältnis der Vorderwand AB zu $\frac{1}{p} = \frac{b\beta}{h}$, also $\beta = \frac{1}{p}\frac{h}{b}$ angenommen wird:

$$\zeta = 0{,}5 - \frac{0{,}25}{p}\frac{h}{b} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 71.$$

In nachfolgender Tabelle VII ist der Beiwert ζ für einige Böschungsverhältnisse $1 : p$ auf Grund der in § 23 gemachten Voraussetzungen berechnet.

Tabelle VII. **Berechnung des Beiwertes ζ für einige Böschungsverhältnisse.**

	$\gamma = \gamma_1$			$\gamma = 0{,}8\,\gamma_1$		
$\frac{1}{p} =$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{4}$
$\frac{b}{h} =$	0,327	0,324	0,330	0,300	0,300	0,306
$\zeta =$	0,424	0,346	0,311	0,417	0,333	0,296

Die den vorstehenden Werten von ζ und den Sonderwerten $\zeta = 0$ und $\zeta = 0{,}4$ entsprechenden Standmomente sind (unter Einführung des Beiwertes $\beta = \frac{1}{p}\frac{h}{b}$ in Gleichung 70) in nachfolgender Tabelle VIII zusammengestellt. Zur leichteren Beurteilung des durch die Unterschneidung erzielten Gewinnes ist die Verhältniszahl der Standmomente des unterschnittenen und vollen Querschnittes hinzugefügt.

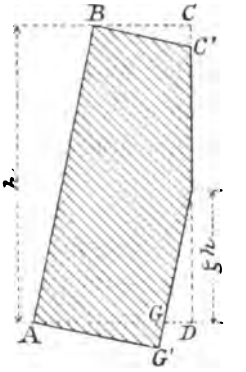
Die Tabelle VIII zeigt, dafs das gröfste Standmoment der aufgeführten unterschnittenen Querschnitte um 9,1 bis 12,5 % gröfser ist als das der nicht unterschnittenen und dafs die Unterschneidungshöhe $\zeta h = 0{,}4\,h$ fast ebenso grofse Standmomente ergibt, wie die günstigste. Am gröfsten stellt sich das Standmoment beim unterschnittenen Querschnitte mit $\frac{1}{5}$ Anlauf.

Tabelle VIII. **Den Werten ζ entsprechende Standmomente.**

Anzug $\frac{1}{p}$ =	$\gamma = \gamma_1$			$\gamma = 0{,}8\,\gamma_1$			Ergänzender Faktor
	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{4}$	
ζ =	0,424	0,346	0,311	0,417	0,333	0,296	
S =	1,322	1,384	1,330	1,338	1,370	1,293	$\cdot \frac{1}{6} b^2 h$
S_0 =	1,212	1,236	1,183	1,222	1,222	1,149	
$\frac{S}{S_0}$ =	1,091	1,120	1,124	1,095	1,121	1,125	
ζ =	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	
S =	1,322	1,380	1,317	1,337	1,364	1,274	$\cdot \frac{1}{6} b^2 h$
$\frac{S}{S_0}$ =	1,091	1,117	1,113	1,094	1,116	1,109	

Falls man die Lagerfugen der Stützmauer rechtwinkelig zur Vorderfläche anordnet (Abb. 46), so ändern sich die Werte für die günstigste Unterschneidungshöhe und das zugehörige Standmoment gegenüber den vorhin berechneten etwas, jedoch sind die Unterschiede so klein, dafs sie für die Ausführung aufser acht bleiben können.

Abb. 46.



Was die Frage nach dem gröfstmöglichen Standmomente einer Stützmauer der Bauart Abb. 45 anlangt, so läfst sich dieselbe leicht auf Grund der Gleichung 70 beantworten, indem man sowohl den Beiwert β wie ζ veränderlich annimmt und die entsprechenden ersten Abgeleiteten $= 0$ setzt. Man erhält:

$$\frac{dS}{d\beta} = 0 = 1 + 2\zeta - 2\zeta^2 - 2\beta(1+\zeta);$$

$$\frac{dS}{d\zeta} = 0 = 2 - 4\zeta - \beta.$$

Diese beiden Gleichungen liefern zwei Paare von Werten, von denen nur das eine brauchbar ist, nämlich $\beta = 0{,}536$ und $\zeta = 0{,}366$. Hiernach ergibt sich:

$$S_{max} = 1{,}3925\,\frac{b^2 h}{6}.$$

Da das Standmoment des Grundrechtecks $A\,B\,C\,D$ (s. Abb. 45, S. 349) bezüglich des äufseren Kernpunktes $= \frac{1}{6} b^2 h$ ist, so beträgt dasselbe für das in Rede stehende unterschnittene Profil rd. 39 % mehr.

Fast ebenso günstig stellt sich der unter $\frac{1}{5}$ in der Vorderseite geböschte Querschnitt bei der Unterschneidungshöhe $\zeta h = 0{,}4\,h$. Diese Anordnung zeigen die von Hufs entworfenen Normalien der österreichischen Staatsbahn (Taf. IX, Abb. 13 bis 15).

§ 25. Bedarf an Mauerwerk für unterschnittene Stützmauern. Die Ersparnis an Mauerwerk, welche man durch Verwendung von unterschnittenen Querschnitten gegenüber den nicht unterschnittenen erzielen kann, hängt einerseits von der Neigung, andererseits von der Ausdehnung der Unterschneidung bezüglich der Grundfläche ab. Allgemeine Formeln zur Bestimmung dieser Ersparnis lassen sich schwer entwickeln, da die betreffenden mathematischen Ausdrücke von äufserst verwickelter Form sein würden, und tut man daher am besten, jeden Fall für sich zu betrachten.

Bei den im vorigen Paragraphen betrachteten Mauern von der Unterschneidungshöhe $\zeta h = 0{,}4\,h$ hat man für das Verhältnis des Rauminhaltes der unterschnittenen

und nicht unterschnittenen Mauer, sofern die betreffenden Querschnitte den Flächeninhalt F bezw. F_0 besitzen, folgende Tabelle, worin $F = F_0 - \frac{1}{2}\frac{\zeta^2 h^2}{p} = F_0 - 0{,}08\frac{h^2}{p}$:

Tabelle IX. **Verhältnis des Rauminhaltes unterschnittener und nicht unterschnittener Stützmauern.**

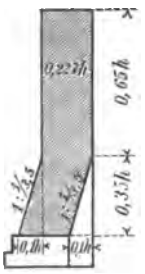
	$\gamma = \gamma_1$			$\gamma = 0{,}8\,\gamma_1$			
$\frac{1}{p} =$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{4}$	Ergänzender Faktor
$F_0 =$	0,277	0,224	0,205	0,250	0,200	0,181	$. h^2$
$F =$	0,269	0,208	0,185	0,242	0,184	0,161	$. h^2$
$\frac{F}{F_0} =$	0,971	0,929	0,902	0,968	0,920	0,890	
Ersparn. Prozent.	2,9	7,1	9,8	3,2	8,0	11,0	

Man spart also durch die Unterschneidung, je nach dem Anlaufe der Mauer, 2,9 bis 11 % des Materials der nicht unterschnittenen Mauer. Gröfsere Ersparnisse lassen sich durch unterschnittene Querschnitte erreichen, die unten in der Vorderseite mit einer stark geneigten Schräge versehen sind. Würde man z. B. an einer Örtlichkeit, welche für eine Stützmauer der Höhe h die Ausladung $\frac{h}{10}$ zuläfst, anstatt des Querschnittes No. 2 (§ 23) den unterschnittenen Querschnitt Abb. 47 anwenden, so betrüge die Ersparnis, sofern $\gamma = \gamma_1$

$$100 \cdot \left(\frac{0{,}277 - 0{,}227}{0{,}277}\right) = 18\,\%.$$

Derselbe Querschnitt empfiehlt sich für die Auflagermauern von Wege-Unterführungen und Überführungen bei Eisenbahnen, gegenüber den gewöhnlich angewandten Mauern von rechteckigem Querschnitte. Man hat zwar bei Wege-Unterführungen, um die durch den Bahndamm geführte Straíse nicht einzuengen, der lichten Weite der Unterführung $2 \cdot 0{,}1\,h = 0{,}2\,h$ zuzusetzen und dementsprechend den eisernen Überbau stärker zu bauen, jedoch ist die Ersparnis an Kosten für das Mauerwerk im allgemeinen erheblich gröfser, als der Mehraufwand für das eiserne Tragwerk. An Mauerwerk erspart man durch den Querschnitt Abb. 47 gegenüber dem Rechteck, sofern $\gamma = \gamma_1$

Abb. 47.



$$\left(\frac{0{,}350 - 0{,}227}{0{,}35}\right) 100 = 35\,\%\ \text{(abger.)}$$

Rechnet man nun auf ein Bahngleis 4 lfd. m, so erspart man an den beiden Auflagermauern $2 \cdot 0{,}35 \cdot 0{,}35\,h^2 \cdot 4 = 0{,}98\,h^2$ cbm (worin h in Metern auszudrücken).

Der gröfsere Eisenbedarf für den Überbau entspringt hauptsächlich aus dem Mehrgewichte der Hauptträger, weniger aus dem der Zwischenträger. Wird z. B. auf den Hauptträgern gefahren, so vermehrt sich das Gewicht der Querverbindung und Windverstrebung durch eine Vergröfserung der Stützweite um so geringe Längen, wie sie hier in Frage kommen, fast gar nicht; es genügt daher, nur die Gewichtsvermehrung der Hauptträger zu berücksichtigen.

Ist l die Stützweite der Hauptträger, ausgedrückt in Metern, so kann man bekanntlich für das Gewicht zweier zu einem Bahngleis gehörigen Hauptträger, auf das laufende Meter zurückgeführt und ausgedrückt in Kilogramm, $30\,l$ setzen, mithin für das Gesamtgewicht der beiden Träger genau genug $30\,l^2$ kg.

Der Gewichtsunterschied in den Hauptträgern beträgt dementsprechend für die Stützweiten l und $l + 0{,}2\,h$:

$$30\,[(l + 0{,}2\,h)^2 - l^2] = 30\,(0{,}4\,h\,l + 0{,}04\,h^2).$$

Kostet 1 kg des Überbaues A Mark, 1 cbm Mauerwerk B Mark, so ist die Ersparnis an Kosten = 0, wenn

$$A \,.\, 30\,(0{,}4\,h\,l + 0{,}04\,h^2) = B \,.\, 0{,}98\,h^2,$$

$$l = \left(0{,}0816\,\frac{B}{A} - 0{,}1\right) h.$$

Nimmt man den Preis des Überbaues zu 400 M. für je 1000 kg, ferner den Preis von 1 cbm Bruchsteinmauerwerk zu 18 M. und von 1 cbm Ziegelmauerwerk zu 27 M. an, so würde erst bei folgenden Stützweiten der Hauptträger keine Ersparnis mehr erzielt werden:

1. Bei Ausführung der Auflagermauern in Bruchstein (sofern $\gamma = \gamma_1$):

$$l = \left(0{,}0816 \,.\, \frac{18}{0{,}4} - 0{,}1\right) h = 3{,}57\,h;$$

2. bei Ausführung der Auflagermauern in Ziegeln (sofern $\gamma = \gamma_1$):

$$l = \left(0{,}0816 \,.\, \frac{27}{0{,}4} - 0{,}1\right) h = 5{,}41\,h.$$

Da nun die Höhe der Auflagermauern über dem Gelände mindestens etwa 5 m beträgt, so läge die Grenzweite für die Anwendung des unterschnittenen Querschnittes im ersten Falle bei $l = 17{,}8$ m, in anderen bei $l_1 = 27$ m, also bei lichten Weiten, die nur in den seltensten Fällen von Wege-Unterführungen erreicht werden.

Bei Wege-Überführungen, ebenso bei Eisenbahn-Unterführungen kann man die untere Schräge des Querschnittes Abb. 47 an die unteren Absätze der Umgrenzung des lichten Bahnraumes treten lassen und bedarf daher hier keiner Vergrößerung der Stützweite für den Überbau.

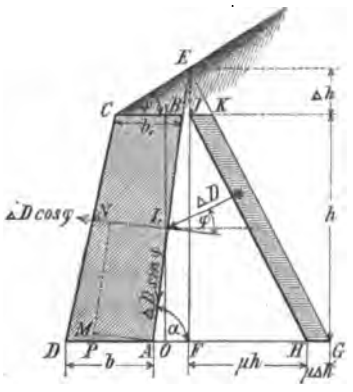
In den vorstehenden Berechnungen ist angenommen, daß die Grundmauern der unterschnittenen Stützmauern denselben Rauminhalt haben, wie diejenigen der nicht unterschnittenen. Im allgemeinen ist dieses indessen nicht zutreffend, da die unterschnittenen Mauern, entsprechend der geringeren Breite ihrer Grundfläche, eine schmälere Grundmauer erhalten können, als die nicht unterschnittenen. Um jedoch etwaigen Unregelmäßigkeiten in der Beschaffenheit des Untergrundes Rechnung zu tragen, wird man, hauptsächlich bei starken Unterschneidungen, in angemessenen Entfernungen (1,5 bis 3 m) Pfeiler unter denselben stehen lassen, so daß die Mauer auch im nicht verfüllten Zustande gegen alle Fährlichkeiten gesichert ist. In Rücksicht auf die Kosten, welche letztere Pfeiler erheischen, wollen wir die erwähnte Ersparnis an Grundmauerwerk außer acht lassen.

§ 26. Bedarf an Mauerwerk für Stützmauern mit überschütteter Krone.

Es soll im nachfolgenden untersucht werden, ob man bei einer Stützmauer von trapezförmigem Querschnitte und wagerechten Lagerfugen an Baustoff dadurch sparen kann, daß man die Oberfläche der Überschüttung nicht an die Hinterkante, sondern an die Vorderkante der Mauerkrone anschließen läßt, daß man also die letztere überschüttet.

Die Mauer habe den Querschnitt $A\,B\,C\,D$ (Abb. 48), dessen Vorderseite geböscht ist und dessen Hinterseite mit der Wagerechten den Winkel α bildet; ferner verlaufe das Gelände unter dem natürlichen Böschungswinkel der Erde φ zur Wagerechten und beginne das eine Mal in B, das andere Mal in C der Mauerkrone.

Abb. 48.



Ist im ersten Falle JFH das Druckdreieck für die Stützwand AB, so folgt für den Erddruck f. d. lfd. **m** derselben (rechtwinkelig zur Bildebene gemessen), wenn bezeichnet

γ das Gewicht von 1 **cbm** Erde in **kg**,

h die Höhe der Mauer in Metern,

μh die Grundlinie des Druckdreieckes in Metern,

$$D = \gamma \,.\, \Delta\, JFH = \frac{1}{2}\gamma\, h^2 \,.\, \mu.$$

Rückt nun die Oberfläche des Geländes an die Vorderkante C der Mauerkrone, so ergibt sich als Druckfläche für die Wand AB das Trapez $JKGF$ und für das auf der Krone ruhende Erdprisma CBE das Dreieck EJK. Im Vergleiche zur ersten Lage der Geländelinie ist daher der Erddruck auf die Mauer einschliefslich ihrer Überschüttung CEB gewachsen um $\Delta D = \gamma \,.\, EGHJ$, wofür man mit hinreichender Genauigkeit

$$\Delta D = \gamma \,.\, JKGH = \gamma\mu\Delta h \,.\, h$$

setzen kann.

Ist P der Schnittpunkt der Mittellinie des Druckes in der Grundlinie AD, wenn das Gelände von der Hinterseite der Mauerkrone aufsteigt, so folgt für das auf die Mauer bei der zweiten Geländelage wirkende Umsturzmoment in Bezug auf den Punkt P als Drehpunkt:

$$M = \Delta D\,(\cos\varphi \,.\, PN - \sin\varphi \,.\, MA) - \gamma \,.\, \Delta\, CEB \,.\, PO,$$

indem das Moment des Erddruckes D von dem Momente des Mauergewichtes bei dem gewählten Drehpunkte im Gleichgewichte gehalten wird.

Liefert letztere Gleichung für M einen Wert gröfser als Null, so mufs der Mauerquerschnitt verstärkt werden, damit die neue Mittellinie des Druckes wieder im vorderen Drittel der Grundlinie austrete; wenn dagegen $M < 0$, so genügen für den Querschnitt geringere Abmessungen. Ist endlich $M = 0$, so geht auch die neue Mittellinie des Druckes durch P und man kann den alten Querschnitt beibehalten.

Hiernach wird ein Mehraufwand an Mauerwerk erforderlich, wenn

$$\Delta D\,(\cos\varphi \,.\, PN - \sin\varphi \,.\, MA) - \gamma \,.\, \Delta\, CEB \,.\, PO > 0,$$

oder

$$PN - \operatorname{tang}\varphi \,.\, MA - \frac{\gamma \,.\, \Delta\, CEB}{\Delta D \cos\varphi}\, PO > 0.$$

Nun ist, sofern

$$AP = \frac{2}{3}\, AD = \frac{2}{3}\, b; \quad PN = \frac{1}{2}\,\frac{h}{\sin\alpha} + \frac{2}{3}\, b\cos\alpha;$$

$$MA = \frac{2}{3}\, b\sin\alpha; \quad \frac{\gamma \,.\, \Delta\, CEB}{\Delta D\cos\varphi} = \frac{\frac{1}{2}\gamma \,.\, b_1 \Delta h}{\gamma \,.\, \Delta h \,.\, h \,.\, \mu \,.\, \cos\varphi} = \frac{1}{2}\,\frac{b_1}{\mu h \cos\varphi}$$

$$PO = \frac{1}{3}\,(2b - b_1) + \left(h + \frac{\Delta h}{3}\right) \operatorname{cotang}\alpha; \quad \text{daher:}$$

$$\frac{h}{2\sin\alpha} + \frac{2}{3}\, b\,(\cos\alpha - \sin\alpha\, \operatorname{tang}\varphi) - \frac{b_1}{2h\mu\cos\varphi}\left[\frac{1}{3}\,2(b - b_1) + \left(h + \frac{\Delta h}{3}\right)\operatorname{cotang}\alpha\right] > 0,$$

oder:

$$1 + \frac{4}{3}\,\frac{b}{h}\sin\alpha\,(\cos\alpha - \sin\alpha\, \operatorname{tang}\varphi) - \frac{b_1 \sin\alpha}{3h^2\mu\cos\varphi}\left[2b - b_1 + (3h + \Delta h)\operatorname{cotang}\alpha\right] > 0 \,..\, 72.$$

Wenn die hintere Wand der Stützmauer lotrecht steht, ist $\alpha = 90°$ und $\mu = \cos\varphi$, mithin entsteht bei dieser Mauer ein Mehraufwand an Mauerwerk, wenn

$$1 - \frac{4}{3}\frac{b}{h} tang\,\varphi - \frac{b_1 (2b - b_1)}{3 h^2 cos^2 \varphi} > 0 \quad \ldots \ldots \ldots \quad 73.$$

Für eine Mauer, deren Querschnitt ein lotrecht stehendes Rechteck, nimmt der Ausdruck No. 73 die Form an

$$1 - \frac{4}{3}\frac{b}{h} tang\,\varphi - \frac{b^2}{3 h^2 cos^2 \varphi} > 0 \quad \ldots \ldots \ldots \quad 74.$$

Setzt man hierin $\varphi = 33°$, so folgt, da alsdann $tang\,\varphi = 0{,}649$; $cos\,\varphi = 0{,}839$; $\frac{b}{h} = 0{,}5$ (abger.):

$$1 - \frac{4}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot 0{,}649 - \frac{1}{3 \cdot 4 \cdot 0{,}839^2} = 0{,}45 > 0.$$

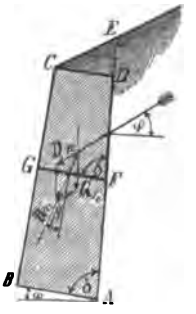
Unter den gemachten Voraussetzungen erfordert demnach eine Stützmauer von rechteckigem Querschnitte mehr Mauerwerk, wenn man die Böschung des durch sie abgestützten Erdkörpers anstatt an der Hinterkante der Mauerkrone an der Vorderkante derselben beginnen läfst. Dasselbe bleibt auch bei trapezförmigen Querschnitten mit lotrechter Hinterseite richtig, indem sich für diese $\frac{b}{h} < \frac{1}{2}$; $b_1 (2b - b_1) < b^2$ ergibt und daher die Ungleichung No. 73 stets erfüllt ist.

Der fragliche Mehraufwand an Material tritt selbst dann noch ein, wenn man nach hinten überhängende trapezförmige Querschnitte (mit wagerechten Lagerfugen) verwendet, deren hintere Seiten die in der Ausführung übliche Neigung ($\alpha_{max} = 78° 41'$; $tang\,\alpha = 5{,}0$) nicht überschreiten.

Man kann daher allgemein behaupten, dafs unter gewöhnlichen Verhältnissen ($\sphericalangle \varphi$ etwa $= 33°$) bei Stützmauern, deren Querschnitt ein Rechteck oder Trapez mit wagerechten Lagerfugen ist, ein Mehraufwand an Mauerwerk erforderlich wird, wenn man die Böschung des abgestützten Erdkörpers nicht an der hinteren, sondern an der vorderen Kante der Mauerkrone beginnen läfst.

§ 27. Anordnung der Lagerfugen einer Stütz- oder Futtermauer. Die Lagerfugen der Stütz- und Futtermauern sind so anzuordnen, dafs kein Gleiten der auf ihnen stehenden Mauerkörper eintreten könne. Es mufs daher die auf jede Lagerfuge wirkende Druckkraft mit dem Lote zur Fuge einen Winkel einschliefsen, der kleiner als der Reibungswinkel des Mauerwerkes ist. Den Winkel zwischen Lagerfuge und Druckkraft findet man unmittelbar bei Ermittelung der Mittellinie des Druckes; jedoch bietet auch die Rechnung keine Schwierigkeiten.

Abb. 49.



Bei ebener Stützwand ergibt sich, wenn bezeichnet (Abb. 49):

- δ den Winkel der $n$ten Lagerfuge mit der Wandfläche,
- ω den Winkel derselben Lagerfuge mit der Wagerechten,
- φ_1 den Reibungswinkel des Mauerwerkes,
- φ den natürlichen Böschungswinkel,
- Q_n das Gewicht des Mauerkörpers $CDFG$, welcher über der $n$ten Lagerfuge steht, einschliefslich des auf der Mauerkrone etwa ruhenden Erdprismas CED, für die Längeneinheit, rechtwinkelig zur Bildebene gemessen,
- D_n den auf die Wandfläche EF für die Längeneinheit der Tiefe wirkenden Erddruck,
- R_n die Mittelkraft aus Q_n und D_n,
- β den Winkel zwischen R_n und dem Lote der $n$ten Lagerfuge:

$$R_n \sin\beta = D_n \cos(90 + \varphi - \delta) - Q_n \sin\omega.$$
$$R_n \cos\beta = D_n \sin(90 + \varphi - \delta) + Q_n \cos\omega.$$
$$tang\beta = \frac{D_n \sin(\delta - \varphi) - Q_n \sin\omega}{D_n \cos(\delta - \varphi) + Q_n \cos\omega} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 75.$$

Damit nun keine Verschiebung des Mauerkörpers $CDFG$ auf der Fuge GF eintrete, mufs $\beta \leqq \varphi_1$ sein. Letzterer Winkel φ_1 beträgt für frisches Mauerwerk geringsten Falles 25°, für altes 35° und darüber.

Um die Bedingung $\beta \leqq \varphi_1$ zu erfüllen, wird es in manchen Fällen nötig sein, den Lagerfugen eine bestimmte Neigung gegen die Wagerechte zu geben. Zur leichteren Ausführung des Mauerwerks pflegt man alsdann die Vorderfläche der Mauer mit einer solchen Böschung zu versehen, dafs die Lagerfugen rechtwinkelig zu derselben zu stehen kommen. Dieselbe Lage der Fugen wählt man bei geböschten Stütz- und Futtermauern meist für die Ausführung, teils aus dem angegebenen Grunde, teils der gröfseren Standsicherheit wegen; denn offenbar wird durch diese Neigung der Lagerfugen der Winkel β verkleinert, die Reibung in den Lagerfugen also weniger in Anspruch genommen; auch ist mit der letzteren Anordnung der Fugen in vielen Fällen eine Ersparnis an Mauerwerk verbunden.

Was indessen die Dauer des Mauerwerkes mit geneigten Lagerfugen anlangt, so ist dieselbe, wenn nicht die peinlichste Gewissenhaftigkeit und guter hydraulischer Mörtel bei der Ausführung angewandt werden, geringer als diejenige von Mauerwerk mit wagerechten Fugen, indem die geneigten Fugen die atmosphärischen Niederschläge, welche sich etwa an der Vorderfläche der Mauer ansammeln, in das Innere derselben leiten, sofern der Mörtel die Fuge nicht ganz ausfüllt oder nicht gehörig abgebunden hat.

Verfasser hat deshalb den Futter- und Stützmauern der Eisenbahn Wittenberge-Lüneburg, welche zum Teil sehr starke Anläufe hatten ($^1/_5$ bis $^1/_3$), wagerechte Fugen gegeben. Da hier als Baustein der Mauern Bruchstein verwandt wurde, war die Ausführung der wagerechten Fugen nicht mit Schwierigkeiten verbunden. Bei der Ausführung mit Ziegeln dagegen wird man, wenn es nicht zulässig ist, eine Abtreppung in der Aufsenfläche zu zeigen, besondere Formsteine für dieselben beschaffen müssen (Abb. 50).

Abb. 50.

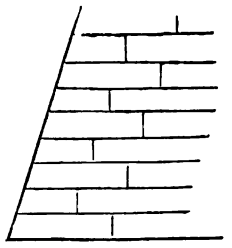
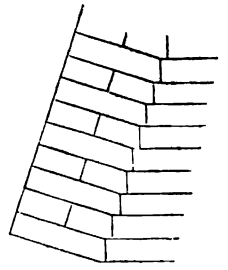


Abb. 51.



Man hat auch wohl die in Abb. 51 angegebene Anordnung bei stark geböschten Mauern aus Ziegeln getroffen, jedoch verdient dieselbe weniger Empfehlung als die zuerst genannte, indem der Verband der vorderen, 1 Stein starken, geneigten Schicht mit dem übrigen Mauerkörper ein mangelhafter ist.

§ 28. Abmessungen der ebenen Stützmauern mit Strebepfeilern. Bei den Stützmauern mit Strebepfeilern haben die zwischen den letzteren gelegenen Mauerstücke bestimmte Drücke auf die Pfeiler zu übertragen und infolge dessen, bei ebener Gestaltung, Biegungsspannungen in sich aufzunehmen. Setzen wir einen trapezförmigen Mauerquerschnitt mit wagerechten Fugen voraus und nehmen an, dafs die Oberfläche des gestützten Erdkörpers von der Hinterkante der Mauerkrone unter dem Winkel δ

zur Wagerechten ansteigt, so folgt für den Erddruck auf das Mauerstück zwischen zwei benachbarten Strebepfeilern, wenn bezeichnet (Abb. 52):

h die Höhe der Mauer in Metern,
γ das Gewicht von 1 cbm Erde in kg,
D den Erddruck auf das erwähnte Mauerstück in kg für 1 m der Länge (rechtwinkelig zur Bildebene gemessen),
μh die Grundfläche des Druckdreiecks in Metern,

$$D = \frac{1}{2}\gamma h^2 \mu.$$

Abb. 52.

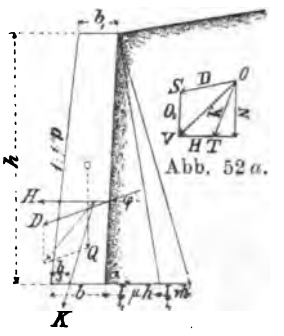
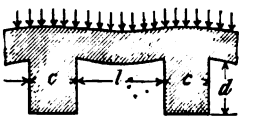


Abb. 52a.

Vereinigt man diesen Druck mit dem Gewichte des zugehörigen Mauerstückes von 1 m Länge, so ergibt sich eine Mittelkraft, welche die Grundlinie entweder hart an der Vorderkante oder in der Verlängerung schneidet, indem ja die Mauer erst durch die Strebepfeiler ihre Standsicherheit erhält. Die Mittelkraft ist daher zu einem Teile von der Grundfläche der Mauer und zum anderen von den Pfeilern aufzunehmen.

Abb. 52b.



Wir wollen nun annehmen, dafs letzterer Teil aus einer wagerechten Kraft H bestehe, welche durch den Angriffspunkt von D geht, und der auf die Mauergrundfläche übertragene aus einem Drucke K, der dieselbe im vorderen Drittel schneidet. In Wahrheit liegt der Angriffspunkt von H zwar etwas höher, jedoch dürfte hiervon, bei der Unsicherheit über die Verteilung des Erddruckes, abzusehen sein. Für den auf die Grundfläche wirkenden Normaldruck hat man alsdann, sofern bezeichnet:

b die untere Breite des Mauerstückes in Metern,
b_1 desgl. die obere Breite in Metern,
α den Neigungswinkel der hinteren Wandfläche zur Wagerechten,
φ den natürlichen Böschungswinkel der Erde,
γ_1 das Gewicht von 1 cbm Mauerwerk in kg,
N den gesuchten Normaldruck in kg für 1 m (rechtwinkelig zur Bildebene gemessen),

$$N = \frac{1}{2}\gamma_1 (b_1 + b) h - \frac{\gamma h^2}{2} \mu \cos(\alpha + \varphi).$$

An der Vorderkante der Grundfläche entsteht daher für 1 qm die Normalpressung

$$n = \frac{2N}{b} = \gamma_1 (b_1 + b)\frac{h}{b} - \frac{\gamma h^2}{b} \mu \cos(\alpha + \varphi) \quad \ldots\ldots\ldots \quad 76.$$

Aus der vorstehenden Gleichung kann man berechnen, wie grofs die Grundlinie des Mauerquerschnittes mindestens sein mufs, damit die für den verwandten Baustoff zulässige Druckspannung nicht überschritten werde. Führt man zu dem Ende für b_1 den Wert $b_1 = b + \frac{h}{p_1} - \frac{h}{p}$ ein, worin $\frac{h}{p}$ den Anlauf des Querschnittes an der Vorderseite, $\frac{h}{p_1}$ denjenigen an der Hinterseite bezeichnet, so folgt:

$$b \geq \frac{\gamma_1 h^2}{n - 2\gamma_1 h}\left[\frac{1}{p_1} - \frac{1}{p} - \frac{\gamma}{\gamma_1}\mu \cos(\alpha + \varphi)\right] \quad \ldots\ldots\ldots \quad 77.$$

Wenn das Gelände von der Mauerkrone ab unter dem Winkel $\delta = \varphi$ verläuft, hat μ nach Gleichung 10 den Wert $\mu = \frac{\sin^2(\alpha - \varphi)}{\sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha + \varphi)}$, daher

$$b \geq \frac{\gamma_1 h^2}{n - 2\gamma_1 h}\left[\frac{1}{p_1} - \frac{1}{p} - \frac{\gamma}{\gamma_1}\frac{\sin^2(\alpha - \varphi)}{\sin^2\alpha} \cot\text{ang}(\alpha + \varphi)\right] \quad \ldots\ldots \quad 78.$$

Steht die hintere Wandfläche der Mauer lotrecht, ist also $\frac{1}{p_1} = 0$ und $\alpha = 90°$, so ergibt sich aus Gleichung 78:

$$b \geqq \frac{\gamma_1 h^2}{n - 2\gamma_1 h}\left(\frac{1}{2}\frac{\gamma}{\gamma_1} sin 2\varphi - \frac{1}{p}\right) \quad \ldots \ldots \ldots \quad 79.$$

und insbesondere für das Rechteck

$$b \geqq \frac{1}{2} \cdot \frac{\gamma h^2}{n - \frac{1}{2}\gamma_1 h} \; sin 2\varphi \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 80.$$

Für die Dicke des in Rede stehenden Mauerstückes ist der weitere Gesichtspunkt maßgebend, daß dasselbe imstande sein muß, die auf ihm lastende wagerechte Seitenkraft H nach den Pfeilern zu übertragen, ohne unzulässige Biegungsspannungen zu erleiden. Letztere lassen sich nur sehr angenähert ermitteln, indem einerseits das Verteilungsgesetz für die Kraft H nicht bekannt ist, andererseits die Beanspruchung des zwischen den Pfeilern eingespannten und an der Grundfläche durch die Reibung in der freien Beweglichkeit gehinderten Mauerstückes bei dem jetzigen Stande der Lehre von der Elastizität und Festigkeit genau nicht bestimmt werden kann.

Wir wollen uns daher, um rechnen zu können, die Druckfläche für die Kraft H auf ein flächengleiches Dreieck der Höhe h und Grundlinie νh zurückgeführt denken und annehmen, daß die Mauerschicht in Höhe des Angriffspunktes von H am stärksten auf Biegung beansprucht werde und so angesehen werden könne, wie ein Balken, der an den Enden eingespannt und mit $^2/_3\,\gamma h \nu$ **kg** f. 1 **m** seiner Länge belastet ist. Tragen wir der Einspannung, da sie als keine unbedingte feste zu betrachten, dadurch Rechnung, daß wir das arithmetische Mittel aus dem Werte bei freier Auflagerung und demjenigen bei wagerechter Einspannung nehmen, so ergibt sich für die größte Biegungsspannung der Mauer, wenn bezeichnet (Abb. 52 *b*, S. 357):

l die Entfernung der Strebepfeiler, von Innenkante zu Innenkante gemessen, in Metern,

b_2 die Dicke der Mauer in Höhe des Angriffspunktes von H in Metern,

s_1 die stärkste für das Mauerwerk zulässige Zugspannung in **kg/qm**,

M das Biegungsmoment in der Mitte der in Frage stehenden Schicht in **mkg**,

$$M = \frac{1}{12} \cdot \frac{2}{3}\gamma h \nu \cdot l^2 = \frac{1}{6} b_2^2 s_1$$

$$s_1 = \frac{1}{3}\gamma \cdot \frac{l^2}{b_2^2} \cdot h\nu \quad \text{oder, da} \quad b_2 = \frac{1}{3}(b + 2b_1),$$

$$s_1 = 3\gamma \cdot \frac{l^2}{(b + 2b_1)^2} h \cdot \nu \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 81.$$

Für die Entfernung der Strebepfeiler hat man aus vorstehender Gleichung

$$l = (b + 2b_1)\sqrt{\frac{1}{3}\frac{s_1}{\gamma} \cdot \frac{1}{h\nu}} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 82.$$

Läßt man im Mauerwerke eine Zugspannung von etwa 5000 **kg/qm** zu und nimmt im Mittel $\gamma = 1700$ **kg**, so folgt $\frac{s_1}{\gamma} = 3$ (angenähert) und

$$l = \frac{b + 2b_1}{\sqrt{h \cdot \nu}} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 83.$$

Den Wert von ν findet man am einfachsten mit Hilfe des Kräfteplanes aus dem Erddrucke D, dem Gewichte des Mauerstückes von 1 **m** Länge $Q = \frac{1}{2}(b + b_1) h \gamma_1$, sowie den Kräften H und K. Für die Darstellung des letzteren hat man, wenn man die Kräfte durch die wagerechten Mittellinien der zugehörigen Querschnitte bezw. der auf Mauerwerk zurückgeführten Druckflächen darstellt (Abb. 52 *a*, S. 357):

$$OS \parallel D \text{ und } OS = \frac{1}{2}\frac{\gamma}{\gamma_1}\mu h$$

$$SV \parallel Q \text{ und } SV = \frac{1}{2}(b + b_1)$$

$$VT \parallel H \text{ und } OT \parallel K.$$

Hieraus ergibt sich $H = VT.\gamma_1 h$ und $K = OT.\gamma_1 h$; mithin, da $H = \frac{\gamma h^2}{2}\nu$

$$\nu = 2\frac{\gamma_1}{\gamma}\frac{VT}{h} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 84.$$

Die Grundlinie des auf Mauerwerk zurückgeführten Druckdreiecks für die wagerechte Seitenkraft H hat demnach die Länge $2.VT$. Wenn der Kräfteplan bei Auftragung der genannten Mittellinien zu klein ausfällt, so empfiehlt es sich, statt dessen ein Vielfaches derselben, z. B. den doppelten Wert, aufzutragen. Im letzteren Falle hätte man die Längen des Kräfteplanes mit $\frac{1}{2}\gamma_1 h$ malzunehmen, um die zugehörigen Kräfte zu erhalten, und es wäre die Grundlinie des auf Mauerwerk zurückgeführten Druckdreieckes für $H = VT$.

Abmessungen der Strebepfeiler. Der auf den Strebepfeiler wirkende Druck setzt sich aus der wagerechten Kraft $l.H$, welche die zu beiden Seiten anschliefsenden Mauern auf ihn übertragen, und dem auf seiner hinteren Wandfläche lastenden Erddrucke zusammen. Schliefst letztere mit der Wagerechten, wie die übrige hintere Wandfläche der Mauer, den Winkel α ein und beträgt die Dicke des Pfeilers, in der Längenrichtung der Stützmauer gemessen, c Meter, so kommt auf die Längeneinheit desselben die wagerechte Kraft $H_1 = \frac{l}{c}H$ und der unter dem Winkel φ zum Lote der Wandfläche wirkende Erddruck D. Beide Kräfte setzen sich zu einer Mittelkraft zusammen, für welche gilt

$$P = \sqrt{\left(\frac{l}{c}H\cos\alpha + D\sin\varphi\right)^2 + \left(\frac{l}{c}H\sin\alpha + D\cos\varphi\right)^2},$$

oder da $H = \frac{1}{2}\gamma h^2\nu$ und $D = \frac{1}{2}\gamma h^2\mu$:

$$P = \frac{1}{2}\gamma h^2\sqrt{\left(\frac{l}{c}\nu\cos\alpha + \mu\sin\varphi\right)^2 + \left(\frac{l}{c}\nu\sin\alpha + \mu\cos\varphi\right)^2} \quad \ldots \quad 85.$$

Bezeichnet ρ den Winkel, welchen P mit dem Lote zur Wandfläche einschliefst, so folgt:

$$tang\,\rho = \frac{\frac{l}{c}.\nu\cos\alpha + \mu\sin\varphi}{\frac{l}{c}.\nu\sin\alpha + \mu\cos\varphi} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 86.$$

Dem Strebepfeiler geben wir einen trapezförmigen Querschnitt und bestimmen die Grundlinie desselben so, dafs die Mittellinie des Druckes durch das vordere Drittel derselben geht. Ist die fragliche Länge $= d$ in Metern, und hat die Vorderseite des Querschnittes den Anlauf $\frac{h}{p_2}$ und die Hinterseite den von $\frac{h}{p_1}$, so ergibt sich für die Grundlinie gemäfs der Gleichung 53, da hier $a_2 = \frac{h}{p_2}$; $a_1 = -\frac{h}{p_1}$; $\omega = 0$; $\delta = 180 - \alpha$

$$d^2 + \left(\frac{h}{p_2} + \frac{2h}{p_1} - \frac{4.P\cos(\alpha+\rho)}{\gamma_1 h}\right)d = \frac{h^2}{p_2^2} - \frac{h^2}{p_1^2} + \frac{2P\cos\rho}{\gamma_1\sin\alpha} \quad \ldots \quad 87.$$

Hinsichtlich des Winkels, welchen der auf die Grundfläche des Strebepfeilers wirkende Druck mit dem Lote derselben einschliefst, ergibt sich, wenn der fragliche Winkel mit β und das Gewicht des Strebepfeilers für die Längeneinheit (rechtwinkelig zur Bildebene gemessen) mit G in **kg** bezeichnet wird:

$$tang\,\beta = \frac{\frac{l}{c}H + D\sin(\alpha+\varphi)}{G - D\cos(\alpha+\varphi)} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 88.$$

Damit kein Gleiten des Strebepfeilers auf der Grundmauer eintrete, darf β höchstens gleich dem Reibungswinkel des Mauerwerks werden, d. i. $\beta < 35°$.

An der Bausohle gilt aus dem gleichen Grunde für den Winkel β: $\beta \leq \varphi$.

Entspricht der sich ergebende Winkel β diesen Anforderungen nicht, so hat man den Lagerfugen des Pfeilers eine solche Neigung zu geben, dafs dieselben erfüllt werden.

Die Normalpressung an der Vorderkante der Grundfläche des Strebepfeilers beträgt unter der gemachten Voraussetzung:

$$n = 2 \cdot \frac{G - D\cos(\alpha + \varphi)}{d} \text{ kg/qm} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 89.$$

Wesentlich rascher als auf dem Wege der Rechnung bestimmt man die Abmessungen der Strebepfeiler auf zeichnerischem Wege, indem man die auf die Längeneinheit derselben wirkenden Kräfte in einem Kräfteplane (Abb. 53 *a*) zusammenträgt und darauf das zugehörige Seileck im Pfeiler unter vorläufiger Annahme seines Querschnittes in bekannter Weise zeichnet. Für den Kräfteplan hat man, wenn die wagerechten Mittellinien der auf Mauerwerk zurückgeführten Druckflächen und des Pfeilerquerschnittes zur Darstellung der zugehörigen Kräfte gewählt werden:

Abb. 53.

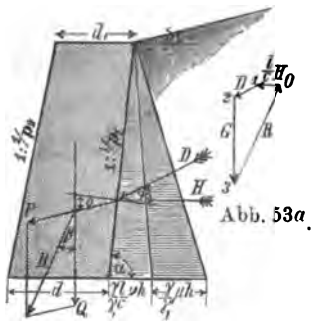


Abb. 53*a*.

$$\overline{01} \parallel H \text{ und } \overline{01} = \frac{1}{2}\,\frac{\gamma}{\gamma_1}\,\frac{l}{c}\,\nu h$$

$$\overline{12} \parallel D \text{ und } \overline{12} = \frac{1}{2}\,\frac{\gamma}{\gamma_1}\,\mu h$$

$$\overline{23} \parallel G \text{ und } \overline{23} = \frac{1}{2}(d + d_1).$$

Ergibt sich nun auf Grund der angenommenen Pfeilerabmessungen ein unzulässiger Wert für den Winkel β oder für die Pressung an der Vorderkante der Grundfläche, so sind dieselben abzuändern und die Ausmittelungen für Kräfte- und Seileck zu wiederholen. Im allgemeinen wird es nur weniger Versuche bedürfen, um passende Abmessungen zu erhalten.

Das zeichnerische Verfahren hat hier vor dem rechnerischen noch den Vorteil, dafs man dem Querschnitte des Strebepfeilers eine vom Trapeze abweichende Form geben kann, ohne dadurch eine nennenswerte Mehrarbeit herbeizuführen; sie verdient daher vor dem rechnerischen Verfahren entschieden den Vorzug.

Von der im Vorstehenden aufgeführten Berechnungsweise der ebenen Stützmauern mit Strebepfeilern weicht die bisher in der Ausführung meistens angewandte bedeutend ab. Letzterer zufolge nimmt man an, dafs das Gewicht des Mauerkörpers zwischen den Strebepfeilern und der auf denselben wirkende Erddruck ganz auf die Pfeiler übertragen werden, dafs also der Mauerkörper auf seine Bausohle keinen Druck ausübt. Hiernach wäre der zwischen den Pfeilern vorhandene Mauerkörper als an denselben hängend zu betrachten und hätte im senkrechten wie im wagerechten Sinne Biegungen zu erleiden. Aufserdem würde derselbe an den Strebepfeilern stark auf Abscherung in Anspruch genommen, so dafs es fraglich erscheinen mufs, ob ein in gewöhnlichem Kalkmörtel hergestellter Mauerkörper überhaupt derartige Beanspruchungen ohne gefährliche Formänderungen in sich aufnehmen kann. Diese Berechnungsweise liefert zwar geringere Abmessungen für die Strebepfeiler, steht aber mit den tatsächlichen Verhältnissen im Widerspruch und soll daher hier nicht weiter verfolgt werden.

Beispiel. Zur Abgrenzung einer Strafse gegen einen Lagerplatz, welcher 6 m tiefer liegt, soll eine ebene Stützmauer mit Strebepfeilern erbaut werden. Der Erdkörper der Strafse hat einen natürlichen Böschungswinkel $\varphi = 33°$ und ein Gewicht von 1800 kg/cbm. Der Baugrund besteht aus festem Sande, so dafs eine Gründungstiefe von 1 m genügt und eine Pressung desselben von etwa 3 bis 4 kg/qcm als zulässig erscheint. Zum Aufbau der Mauer steht ein lagerhafter Bruchstein zur Verfügung, der 2400 kg/cbm wiegt und mit 10 kg/qcm beansprucht werden darf.

Geben wir der Mauer ein trapezförmiges Profil mit $^1/_{10}$ Anlauf in der Vorder- und $^1/_{15}$ in der Hinterseite, ordnen ferner die Lagerfugen wagerecht an und wählen die obere Mauerstärke $b_1 = 0{,}7$ m, so folgt für die Breite der Grundflächen $b = 0{,}9$ m und für die Normalpressung an der Vorderkante der Grundfläche (nach Gleichung 76):

$$n = \gamma_1 (b_1 + b)\,\frac{h}{b} - \frac{\gamma h^2}{b}\,\mu \cos(\alpha + \varphi),$$

mithin, da $\gamma_1 = 2400$; $\gamma = 1800$; $h = 6$; $\mu = 0{,}245$; $tang\,\alpha = 15$; $\alpha = 86° 11'$; $\varphi = 33°$; $\cos(\alpha + \varphi) = -0{,}488$,

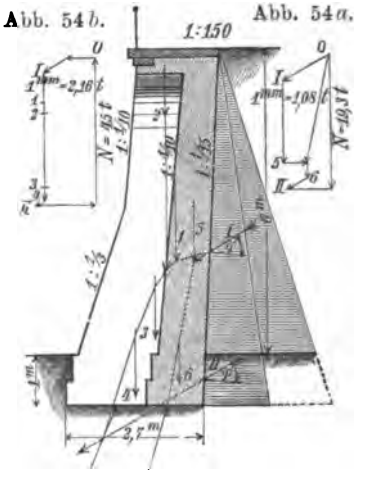
$$n = 2400 \,.\, 1{,}6 \,.\, \frac{6}{0{,}9} + \frac{1800 \,.\, 36}{1{,}8} \,.\, 0{,}245 \,.\, 0{,}488 = 29904 \text{ kg/qm},$$

oder $n = 3$ kg/qcm (abger.).

Der Grundmauer geben wir bei 1 m Höhe zwei Absätze an der Vorderseite von je 0,15 m Breite und hinten $^1/_{15}$ Anlauf, so dafs dieselbe an der Bausohle 1,13 m mifst.

Der Normaldruck auf die Fundamentsohle ergibt sich aus dem Kräfteplane Abb. 54*a*, welcher auf Grund einer Streifenhöhe von $\Delta h = 3$ m aus den wagerechten Mittellinien der betreffenden Streifen zusammengesetzt ist, zu $N = 19300$ kg. Dieser Normaldruck geht durch das vordere Drittel der Grundfläche und erleidet daher der Baugrund unter der Vorderkante der Grundmauer die Pressung von $\frac{2 \,.\, 19300}{1{,}13} = 34160$ kg/qm oder etwa 3,4 kg/qcm.

Abb. 54.



Die Entfernung der Strebepfeiler berechnet sich, da

$$\nu = \frac{4}{3} \,.\, \frac{0{,}45}{6} = 0{,}1,$$

zu

$$l = \frac{b + 2\,b_1}{\sqrt{h \,.\, \nu}} = \frac{0{,}9 + 2 \,.\, 0{,}7}{\sqrt{6 \,.\, 0{,}1}} = 2{,}97 \text{ m},$$

wofür wir, um die Mauer möglichst wenig auf Zug zu beanspruchen, $l = 2{,}5$ m nehmen wollen.

Als Querschnitt für die Strebepfeiler wählen wir den in Abb. 54 gezeichneten und geben denselben in der Ansichtsfläche 1 m Breite. Um die Krone der Mauer in ganzer Breite für den Fufsgängerverkehr nutzbar zu machen, verbinden wir die einzelnen Strebepfeiler durch geradlinig übermauerte Bögen von $^1/_3$ Pfeilverhältnis.

In Bezug auf die Pressung, welche die Bausohle der Strebepfeiler erleidet, ergibt sich aus dem Kräfteplane Abb. 54*b*, dafs auf dieselbe ein Normaldruck $N = 45$ t unter dem Winkel $\beta = 21° 48'$ zum Lote derselben wirkt. Letzterem Drucke entspricht an der Vorderkante der Bausohle die Normalpressung

$$n = \frac{2 \,.\, 45000}{2{,}7} = 33300 \text{ kg/qm}$$

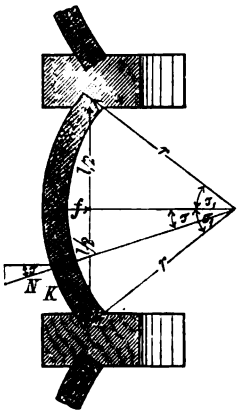
oder rund 3,3 kg/qcm, indem die Mittellinie des Druckes durch das vordere Drittel der Grundlinie geht.

Der metrische Stoffaufwand der im vorstehenden berechneten Stützmauer beträgt einschliefslich des Grundmauerwerks 8,96 cbm. Hätte man die Strebepfeiler weggelassen, so wären erforderlich gewesen bei Verwendung des Querschnittes No. 2, § 23 (Trapez mit lotrechter Hinterseite und $^1/_{10}$ Anlauf in der Vorderseite) $0{,}22 \,.\, 7^2 = 10{,}78$ cbm und bei Querschnitt No. 3 (Trapez mit lotrechter Hinterseite und $^1/_5$ Anlauf) $0{,}193 \,.\, 7^2 = 9{,}46$ cbm f. d. lfd. m. Der Mauerwerksbedarf der Stützmauer mit Strebepfeilern stellt sich also nur um ein geringes niedriger als derjenige der angeführten trapezförmigen Mauern; dagegen ist die Ausführung der letzteren billiger, so dafs eine Geldersparnis

durch die Anordnung von Strebepfeilern im vorliegenden Falle nicht zu erzielen ist. Eine solche dürfte überhaupt nur dann eintreten, wenn man das Gewicht des zwischen den Pfeilern vorhandenen Mauerkörpers bei der Berechnung der Standsicherheit ganz oder zum Teile mit heranzieht. Aus den angeführten Gründen ist aber diese Berechnungsweise nicht zu empfehlen.

§ 29. Abmessungen der Stützmauern mit stehenden Gewölben zwischen den Strebepfeilern. Durch die Anlage von stehenden Gewölben zwischen den Strebepfeilern vermeidet man die Biegungen, welche ein ebener Mauerkörper zwischen den Pfeilern durch den Erddruck im horizontalen Sinne erleiden würde. Anstatt der Biegungsspannungen treten im vorliegenden Falle Normalpressungen im Bogen auf. Für letztere hat man, wenn bezeichnet (Abb. 55):

Abb. 55.



r den mittleren Halbmesser des Gewölbes in Metern,

τ_1 den Winkel der Berührungsgeraden der Mittellinie desselben am Kämpfer mit der Bogensehne,

l den Abstand der Strebepfeiler, von Innenkante zu Innenkante gemessen, in Metern,

N den in Richtung des Halbmessers auf das Gewölbe wirkenden Druck im **kg/m** seiner Mittellinie,

K den Normaldruck am Kämpfer des Gewölbes in **kg**,

so folgt:
$$K \sin \tau_1 = \int_0^{\tau_1} N \, ds \cos \tau;$$

Abb. 56.

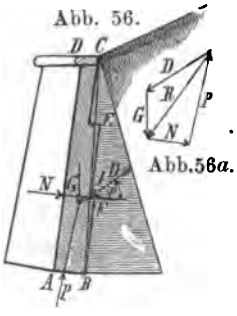


Abb. 56a.

oder da $ds = r \, d\tau$,
$$K \sin \tau_1 = r N \int_0^{\tau_1} \cos \tau \, d\tau,$$

mithin
$$K = r \, . \, N \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 90.$$

Hiernach ist der Normaldruck am Kämpfer des Gewölbes unabhängig vom Winkel der Berührungsgeraden daselbst und herrscht daher in jedem Querschnitte des Gewölbes der Normaldruck $K = r \, . \, N$.

Zur Bestimmung der Kraft N bestimmt man gemäfs dem Kräfteplane Abb. 56 *a* aus dem metrischen Eigengewichte G des Gewölbes und dem Erddrucke D die Mittelkraft R. Diese zerlegt man in eine durch das vordere Drittel der Grundlinie AB (Abb. 56) gehende Kraft P und in eine andere, welche durch den Angriffspunkt von D parallel zu den Lagerfugen des Gewölbes verläuft. Letztere stellt den gesuchten Druck N dar.

Wenn das Gewölbe den in Abb. 56 gezeichneten Querschnitt mit Absätzen an der Hinterseite hat, so genügt es, den Erddruck D auf Grund der geraden Wand CB, anstatt der abgetreppten $CEFB$ zu ermitteln und anzunehmen, dafs jener Druck unter dem Reibungswinkel zum Lote von CB wirkt. Weiter ist zu bemerken, dafs es sich bei geringer Gewölbedicke empfiehlt, die Kraft P als nach der Mitte der Grundlinie AB gerichtet anzunehmen, indem andernfalls die Kantenpressungen leicht den zulässigen Wert überschreiten könnten.

Die Kraft P ist vom Baugrunde des Gewölbes aufzunehmen, während der Druck N von dem Gewölbe auf die Strebepfeiler übertragen wird. Angenähert kann man

für letzteren setzen, wenn φ den natürlichen Böschungswinkel der Hinterfüllungserde bezeichnet:

$$N = D \cos\varphi \quad \ldots \quad 91.$$

Für eine Gewölbeschicht der Höhe Δh bestimmt man den entsprechenden Teil von N am einfachsten aus der Druckfläche von N. Bei ebener Oberfläche des gestützten Erdkörpers ist letztere ein Dreieck, für welches gilt, wenn bezeichnet:

h die senkrechte Höhe der Wand CB in Metern,

νh die Grundfläche des Druckdreiecks in Metern,

$$N = \frac{1}{2}\gamma . \nu h^2, \text{ daher } \nu = \frac{2N}{\gamma h^2} \quad \ldots \quad 92.$$

Liegt nun die Ober- bezw. Unterkante der fraglichen Gewölbeschicht um y bezw. y_1 unter dem Geländepunkt C (Abb. 56), so ergibt sich

$$\Delta N = \frac{1}{2}\gamma\nu(y^2 - y_1^2) = \frac{N}{h^2}(y^2 - y_1^2) \quad \ldots \quad 93.$$

oder angenähert:

$$\Delta N = \frac{y^2 - y_1^2}{h^2} . D \cos\varphi \quad \ldots \quad 94.$$

Der vorstehenden Gleichung zufolge erhält man für die Dicke d (ausgedrückt in Metern) der Gewölbeschicht bei der zulässigen Druckspannung n in kg für 1 qm:

$$d . \Delta h . n = r \Delta N,$$

mithin

$$d = \frac{r}{\Delta h}\frac{\Delta N}{n} = \frac{r}{\Delta h} . \frac{y_2 - y_1^2}{h^2} . \frac{N}{n} \quad \ldots \quad 95.$$

und angenähert

$$d = \frac{r}{\Delta h}\frac{y^2 - y_1^2}{h^2} . \frac{D\cos\varphi}{n} \quad \ldots \quad 96.$$

Beispiel. Welche Abmessungen sind dem stehenden Gewölbe einer 9 m hohen Stützmauer mit Strebepfeilern zu geben, wenn die Ausführung in Ziegeln erfolgt und der gestützte Erdkörper von der Hinterkante der Mauerkrone unter dem natürlichen Böschungswinkel $\varphi = 33°$ ansteigt und ein Gewicht von 1600 kg $= \gamma$ für 1 cbm hat?

Nehmen wir an, dafs die in die Berechnung einzuführende hintere Wandfläche des Gewölbes senkrecht stehe, lassen ferner als zulässige Druckspannung für Ziegelmauerwerk $n = 80000$ kg/qm zu und nehmen die geringste Gewölbestärke zu 2 Stein des Normalformates an, so können wir letztere bis zu einer Tiefe y unter der Geländeoberfläche beibehalten, für welche gilt:

$$r\gamma\nu y = n . d, \text{ also } y = \frac{nd}{r\gamma\nu}.$$

Nun ist angenähert $\nu = \frac{2D\cos\varphi}{\gamma h^2}$, oder da im vorliegenden Falle

$$D = \frac{1}{2}\gamma h^2 . \cos\varphi,$$

$$\nu = \cos^2\varphi = \cos^2 33° = 0{,}7,$$

mithin bei $r = 6$ m

$$y = \frac{80000 . 0{,}51}{6 . 1600 . 0{,}7} = 6 \text{ m}.$$

Die untere, 1 m hohe Schicht des Gewölbes hat nach Gleichung 94 den Druck

$$\Delta N = \frac{y^2 - y_1^2}{h^2} . D\cos\varphi = (y^2 - y_1^2)\gamma . \frac{\cos^2\varphi}{2} = (9^2 - 8^2)\,1600 . 0{,}35 = 9520 \text{ kg/m}$$

aufzunehmen und mufs daher die Dicke

$$d = \frac{r}{\Delta h} . \frac{\Delta N}{n} = \frac{6}{1} . \frac{9520}{80000} = 0{,}714 \text{ m}$$

erhalten, wofür wir 3 Steine des Normalformates annehmen wollen.

Aus der Gewölbestärke von 2 Stein gehen wir auf die letztere in zwei Absätzen von je 1,5 m Höhe und $^1/_2$ Steinstärke über.

Abmessungen der Strebepfeiler der Stützmauern mit stehenden Gewölben.

Auf jeden der Strebepfeiler wird durch die beiden anschliefsenden Gewölbe ein Druck $2K\sin\tau_1 = 2rN.\frac{^1/_2 l}{r} = Nl$ übertragen, welcher auf Umsturz des Pfeilers wirkt. Die parallel zur Längenachse der Mauer gerichteten Drücke $K\cos\tau_1$ heben sich dagegen an den Pfeilern gegenseitig auf, indem die Spannweiten und mittleren Krümmungshalbmesser bei sämtlichen Gewölben gleich genommen werden.

Aufser dem Drucke Nl sucht noch der auf dem Strebepfeiler selbst lastende Erddruck denselben um seine Vorderkante zu kippen. Damit nun der Pfeiler standsicher sei, mufs die Mittelkraft aus letzteren beiden Kräften und dem Eigengewichte des Pfeilers die Unterfläche der Grundmauer innerhalb des mittleren Drittels schneiden und mit dem Lote zu derselben einen Winkel einschliefsen, der kleiner als der bezügliche Reibungswinkel ist.

Die betreffenden, am besten auf zeichnerischem Wege auszuführenden Untersuchungen sind dieselben, wie bei den Strebepfeilern des vorigen Paragraphen und an einem Beispiele in § 35 unter No. 10 gezeigt; es bedarf daher dieser Gegenstand hier keiner weiteren Erläuterung.

Abweichend von der im Vorstehenden gegebenen Berechnungsweise ist die gewöhnlich in der Ausführung angewandte, nach welcher man das Gewicht des Gewölbes bei der Untersuchung der Standsicherheit des Strebepfeilers mit berücksichtigt und daher das Gewölbe so ansieht, als hinge es zwischen den Pfeilern und übe auf den Baugrund keinen Druck aus. Diese Berechnungsweise steht offenbar mit den tatsächlichen Verhältnissen in Widerspruch und kann daher ohne nähere Ausführung übergangen werden.

Will man das Gewicht des Gewölbes für den Strebepfeiler nutzbar machen, so mufs man das Gewölbe auf einem Erdbogen gründen, dessen Widerlager an den benachbarten Pfeilern liegen, wie in dem bereits angeführten Beispiele in § 35, No. 10 geschehen. Derartige Ausführungen empfehlen sich aber nur bei schlechtem Baugrunde.

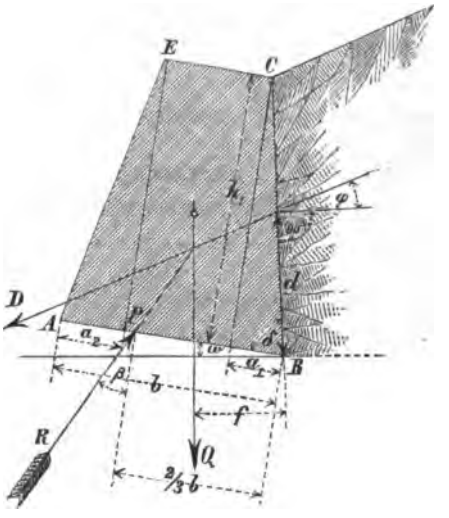
§ 30. Abmessungen der Kaimauern. Zu den Kaimauern werden gewöhnlich trapezförmige Querschnitte mit $^1/_{12}$ bis $^1/_8$ Anlauf in der Vorderseite verwandt. Ein noch stärkerer Anlauf würde zwar für die Standsicherheit der Mauer von Vorteil sein, jedoch das Anlegen der Schiffe, namentlich der Dampfer erschweren, indem bei diesen die gröfste Breite unter Wasser liegt. Beiden Anforderungen hat man durch gekrümmte Querschnitte gerecht zu werden versucht.

Unterschnittene oder stark nach hinten überhängende Querschnitte empfehlen sich weniger für Kaimauern, indem die Stützlinie bei hohen Wasserständen durch den Wasserdruck nach der Hinterkante der Grundfläche zu gedrängt wird.

In England hat man auch ebene Kaimauern mit Strebepfeilern an der Hinterseite zur Ausführung gebracht. Solche Mauern haben indessen den Nachteil, dafs die Strebepfeiler nur durch die Bindekraft des Mörtels bezw. durch die Reibung der ineinandergreifenden Schichten des Pfeilers und anschliefsenden Mauerwerks in Tätigkeit treten. Ferner sind die Biegungsspannungen und dementsprechend die Durchbiegungen der genannten Mauerkörper zwischen den Pfeilern je nach der Höhe des Wasserstandes verschieden, wodurch Lockerungen im Mauerverbande herbeigeführt werden können.

An der Krone nimmt man die Kaimauer nicht unter 1 bis 1,5 m stark, damit dieselben dem Anpralle von gröfseren Schiffen widerstehen können. Im übrigen sind die Abmessungen derselben so zu bemessen, dafs den in § 20 aufgestellten Bedingungen für die Standsicherheit Genüge geleistet werde. Es ist aber im vorliegenden Falle sehr schwer, aus den örtlichen Verhältnissen die für die Rechnung notwendigen Unterlagen zu bestimmen, indem man nicht weifs, in welchem Grade die Hinterfüllung nach andauerndem Hochwasser, bei mangelnder Entwässerung, Feuchtigkeit aufgesogen hat und wie stark ein derartig mit Wasser durchzogener Erdkörper auf die Mauer drückt. Weiter hängt es von der Beschaffenheit des Baugrundes und der Hinterfüllungserde ab, ob man den unter Wasser liegenden Teil der Mauer als vollständig in dasselbe eingetaucht ansehen und daher den Auftrieb des Wassers vollständig berücksichtigen mufs.

Abb. 57.



Alle diese Umstände lassen es als zweckmäfsig erscheinen, den unter gewissen Annahmen berechneten Kaimauerquerschnitt mit einer gröfseren Anzahl unter ähnlichen Verhältnissen zur Ausführung gekommenen Querschnitten zu vergleichen und diesen entsprechend gegebenenfalls zu verändern.

Nimmt man bei der Berechnung zur Sicherheit die Vorderseite der Mauer als ganz vom Wasser frei an, so ergibt sich für die Standsicherheit derselben nach den §§ 21 und 27:

1. Für die Breite der Grundlinie (Abb. 57):

$$b^2 + \left(a_2 - 2a_1 + 3h_1 \, tang\,\omega + \frac{4D\cos(\delta-\varphi)}{\gamma_1 h_1 \cos\omega}\right) b$$
$$= a_2^2 - a_2^1 + 2h_1(a_1 + a_2)\, tang\,\omega + 6 \cdot \frac{D d \cos\varphi}{\gamma_1 h_1 \cos\omega}.$$

2. Für die auf die Quadrateinheit wirkende Normalpressung an der Vorderkante der Mauer:

$$n = \frac{2}{b}[D\cos(\delta-\varphi) + Q\cos\omega].$$

3. Für den Winkel des Gegendruckes des Baugrundes mit dem Lote zur Mauergrundfläche:

$$tang\,\beta = \frac{D\sin(\delta-\varphi) - Q\sin\omega}{D\cos(\delta-\varphi) + Q\cos\omega} \leqq tang\,\varphi_1.$$

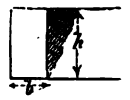
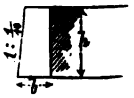
Für einige trapezförmige Kaimauerquerschnitte sind die Werte der Ausdrücke 1 bis 3 unter Annahme eines natürlichen Böschungswinkels der feuchten Hinterfüllungserde von $\varphi = 20°$ in Tabelle X (S. 366) zusammengestellt.

Die Tabelle X zeigt, dafs der Winkel β und die Spannung n bei dem Querschnitte No. 4 kleiner sind. als beim lotrecht stehenden Rechteck; die Fläche dagegen ist etwas gröfser. Würde man die Fläche des Querschnittes No. 4 gleich der Fläche des Rechtecks Querschnitt No. 1 machen, so träte die Stützlinie um $0{,}002\,h$ bezw. $0{,}009\,h$ aus dem vorderen Drittel und es nehme ein Teil der Mauergrundfläche nicht an der Druckübertragung teil. Da nun mit dem Heraustreten der Stützlinie aus dem

vorderen Drittel um ein so geringes Mafs wesentliche Nachteile nicht verbunden sind, so zieht man in der Ausführung den Querschnitt No. 4 wegen seiner übrigen Vorteile dem Rechtecke meistens vor.

Die Abmessungen der Kaimauern mit Strebepfeilern an der Hinterseite ermittelt man nach den in den §§ 28 und 29 gegebenen Regeln; nur hat man hier noch Rücksicht auf den Erddruck zu nehmen, welcher auf den Seitenflächen der Strebepfeiler lastet und daher günstig auf die Standsicherheit derselben wirkt.

Tabelle X. **Abmessungen und Beanspruchungen einiger trapezförmiger Kaimauerquerschnitte unter Annahme von $\measuredangle \varphi = 20°$.**

Lfd. No.	Querschnitt	$\gamma = \gamma_1$					$\gamma = 0{,}8\,\gamma_1$			
		$\frac{D}{\gamma h^2}$	$\frac{b}{h}$	$\frac{F}{h^2}$	$\measuredangle \beta$	$\frac{n}{\gamma_1 h}$	$\frac{b}{h}$	$\frac{F}{h^2}$	$\measuredangle \beta$	$\frac{n}{\gamma_1 h}$
1		0,214	0,505	0,505	19° 18′	2,29	0,461	0,461	17° 14′	2,25
2		0,214	0,475	0,425	22° —	2,09	0,433	0,383	20° —	2,04
3		0,214	0,463	0,363	24° 45′	1,88	0,422	0,323	22° 56′	1,80
4		0,262	0,614	0,514	19° 16′	2,10	0,590	0,490	16° 55′	2,02

§ 31. Abmessungen der Futtermauern im Vergleich zu denen der Stützmauern. Futtermauern werden, wie im Abschnitt III bemerkt, vor gewachsenem Boden aufgeführt und haben daher, wenn derselbe nicht zu Rutschungen neigt, einen geringeren Schub als die Stützmauer auszuhalten. Die Gröfse dieses Schubes hängt aufser von dem natürlichen Böschungswinkel und dem Einheitsgewichte der Erde hauptsächlich von der Kohäsion derselben ab. Zur Zeit fehlen aber noch genaue Angaben über die letztere und ist nicht bekannt, ob Kohäsion und Reibung gleichzeitig wirken oder ob die Reibung erst nach Überwindung der Kohäsion auftritt. Es ist daher nicht möglich, die Stärke der Futtermauern auf rein wissenschaftlichem Wege zu bestimmen, vielmehr mufs man auf die Erfahrung zurückgreifen.

So haben die Futtermauern der Gotthardbahn dieselben Stärken wie die Stützmauern erhalten, wenn der Boden bei $1^1/_2$ facher Böschung eben noch stand. Hielt sich der Boden dagegen bereits bei $1^1/_4$ facher bezw. 1 facher Böschung, so nahm man die Kronenstärke der Futtermauer um 20% bezw. 40% schwächer als diejenige der Stützmauer gleicher Höhe. Weitere Angaben sind im Abschnitte VI gegeben.

Hat die Futtermauer nur die Aufgabe, die Verwitterung einer Felswand zu verhindern, so nennt man sie Verkleidungsmauer und gibt ihr an der Krone mindestens 0,4 m und an der Grundfläche 0,4 m + 0,1 h Stärke, worin h die Mauerhöhe in Metern bezeichnet. Die Böschung der Vorderfläche wählt man hierbei etwa zu $1 : {}^1/_5$ und stellt die Lagerfugen rechtwinkelig zu derselben.

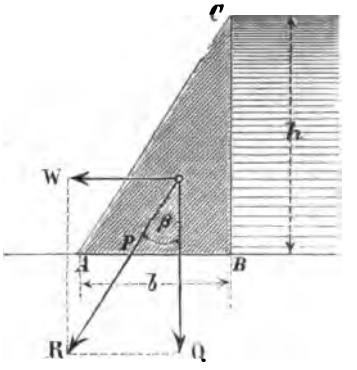
Abschnitt V.

Standsicherheit der Talsperren.

§ 32. Standsicherheit der Talsperren von dreieckigem Querschnitte. Bei Beurteilung der Standsicherheit der Talsperren kommt aufser dem Zustande des gefüllten Talbeckens noch der des leeren in Frage. In beiden Fällen darf:

1. Die Stützlinie nicht aus dem mittleren Drittel der Lagerfugen des Querschnittes heraustreten,
2. die Pressung an der Vorder- und Hinterkante des Querschnittes den zulässigen Wert nicht übersteigen,
3. der Winkel des Druckes mit dem Lote zur Lagerfuge eine gewisse Grenze nicht überschreiten.

Abb. 58.



Auf die Innehaltung der unter 1. und 3. aufgeführten Bedingungen ist bei dieser Art von Mauern ein ganz besonderes Gewicht zu legen, da sich andernfalls leicht Risse in den Lagerfugen bilden und hierdurch die Sicherheit des ganzen Bauwerkes in Frage gestellt werden kann.

Als Grundform für den Querschnitt der Talsperre hat man bisher entweder das Dreieck oder das Trapez gewählt. Nehmen wir zunächst ein rechtwinkeliges Dreieck ABC (Abb. 58) an, dessen Kathete CB dem Wasser zugekehrt ist und senkrecht steht.

Bezeichnen nun:

h die Höhe des Dreiecks und des Wasserspiegels in Metern,
b die Grundlinie AB in Metern,
W den Wasserdruck für die Längeneinheit derselben in **kg**,
Q das Gewicht der Mauer für die Längeneinheit derselben in **kg**,
R die Mittelkraft aus W und Q in **kg**,
β den Winkel, welchen R mit dem Lote zu AB einschliefst,
γ_1 das Gewicht von 1 **cbm** Mauerwerk in **kg**,
γ das Gewicht von 1 **cbm** Wasser in **kg**,

so folgt

$$W = \gamma \frac{h^2}{2}; \quad Q = \frac{\gamma_1 b h}{2}.$$

Die Mittelkraft aus W und Q hat ihren Angriffspunkt im Schwerpunkte des Dreiecks ABC. Soll dieselbe nun die Grundlinie im vorderen Drittel schneiden ($AP = \frac{1}{3} AB$), so mufs sie parallel zu CA gerichtet sein und es folgt daher in Bezug auf P die Momentengleichung:

$$\frac{\gamma h^2}{2} \cdot \frac{h}{3} = \frac{\gamma_1 b h}{2} \cdot \frac{b}{3},$$

$$b = h \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_1}} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 97.$$

Für den Winkel β ergibt sich

$$tang\, \beta = \frac{b}{h} = \frac{\frac{1}{2} \gamma h^2}{\frac{1}{2} \gamma_1 b h} = \frac{\gamma}{\gamma_1} \cdot \frac{h}{b},$$

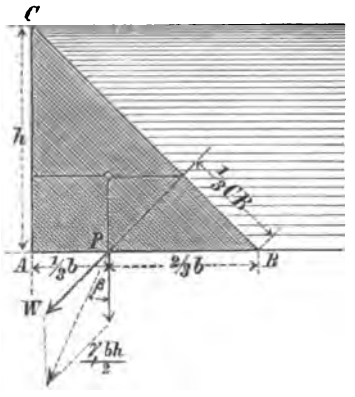
oder wenn man für $\frac{h}{b}$ seinen Wert aus Gleichung 97 einschaltet:

$$tang\, \beta = \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_1}} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 98.$$

Die Pressung beträgt an der Aufsenkante A für die Quadrateinheit:

$$n = \frac{2 \cdot \frac{1}{2} \gamma_1 h b}{b} = \gamma_1 \cdot h \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 99.$$

Abb. 59.



Günstiger in Bezug auf den Winkel β, aber ungünstiger für den Bedarf an Mauerwerk und die Druckspannung an der Aufsenkante bei A stellt sich der Querschnitt, wenn man dem Wasser die Hypothenuse zukehrt.

Das Gewicht der Mauer schneidet in diesem Falle die Grundlinie in einem Punkte P (Abb. 59), welcher von A um $\frac{b}{3}$ absteht, mithin mufs auch der Wasserdruck W durch den Punkt P gehen, sofern die Mittelkraft R die Grundlinie im vorderen Drittel schneiden soll; demgemäfs hat man:

$$\frac{\frac{2}{3} b}{\frac{1}{3} BC} = \frac{BC}{b}; \qquad \frac{b}{BC} = \sqrt{1}.$$

Es mufs also der Winkel $CBA = 45^\circ$ sein, mithin: $AB = h$.

Für den Winkel β ergibt sich nunmehr:

$$tang\,\beta = \frac{\frac{1}{2} \gamma h^2}{\frac{1}{2} (\gamma_1 + \gamma) b h} = \frac{\gamma}{\gamma_1 + \gamma} \cdot \frac{h}{b},$$

$$tang\,\beta = \frac{\gamma}{\gamma_1 + \gamma}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 100.$$

während im ersten Falle $tang\,\beta = \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_1}}$ war.

Wenn z. B. $\frac{\gamma}{\gamma_1} = \frac{1}{2}$, so hätte man nach Gleichung 100:

$$tang\,\beta = \frac{\frac{1}{2}}{1 + \frac{1}{2}} = 0{,}333$$

und nach Gleichung 98:

$$tang\,\beta = \sqrt{\frac{1}{2}} = 0{,}707.$$

Der Winkel von R mit dem Lote zur Grundlinie ist also bei dem Querschnitte Abb. 59 kleiner, als bei dem der Abb. 58.

Abb. 60.

Die Normalpressung an der Kante bei A hat den Wert:

$$n = \frac{2 (\gamma + \gamma_1) \frac{b h}{2}}{b},$$

$$n = (\gamma + \gamma_1) \cdot h \quad \ldots \ldots \quad 101.$$

Die Normalpressung an der Vorderkante ist mithin gröfser, als bei dem Querschnitte Abb. 58.

Die Vorteile der beiden aufgeführten Querschnitte vereinigt man durch Anwendung eines Dreieckes, welches nach beiden Seiten geböscht ist.

Bezeichnet in Abb. 60:

a_1 Den Anlauf des Querschnittes an der Wasserseite in Metern,

a_2 den Anlauf an der Vorderseite in Metern,

und gelten im übrigen die vorigen Benennungen, so findet man die erforderliche Breite der Grundlinie $b = AB$, welche die Bedingung erfüllt, dafs die Mittelkraft aus dem Wasserdrucke und dem Gewichte der Mauer durch das vordere Drittel geht, nach Gleichung 53 (s. S. 342), indem man

$$D = W;\ \varphi = 0;\ \omega = 0;\ h_1 = h$$

und $$d = \frac{CB}{3} = \frac{1}{3}\sqrt{a_1^2 + h^2}$$ setzt,

$$b^2 + \left(a_2 - 2a_1 + \frac{4 \cdot W\cos\delta}{\gamma_1 h}\right) b = a_2^2 - a_1^2 + \frac{6\,W\,d}{\gamma_1 h}.$$

Nun ist:

$$a_2 = b - a_1;\ \frac{4 \cdot W\cos\delta}{\gamma_1 h} = \frac{4}{\gamma_1 h} \cdot \frac{a_1 h}{2}\gamma = \frac{2\gamma}{\gamma_1} a_1.$$

$$a_2^2 - a_1^2 = b^2 - 2a_1 b;\ \frac{6\,W}{\gamma_1 h}\left(\frac{1}{3}\sqrt{a_1^2 + h^2}\right) =$$

$$\left(\frac{6\,h\,\gamma}{\gamma_1 h} \cdot \frac{\sqrt{a_1^2 + h^2}}{2}\right)\frac{1}{3}\sqrt{a_1^2 + h^2} = \frac{\gamma}{\gamma_1}(a_1^2 + h^2).$$

Schaltet man diese Werte in die Gleichung für b ein, so erhält man nach einigen Zusammenziehungen:

$$b^2 + a_1\left(\frac{2\gamma}{\gamma_1} - 1\right) b = \frac{\gamma}{\gamma_1}(a_1^2 + h^2) \quad \ldots\ldots\ldots \quad 102.$$

Der Winkel von R mit dem Lote zu AB hat den Wert:

$$tang\,\beta = \frac{\frac{1}{2}\gamma h^2}{\frac{1}{2}(\gamma_1 b h + \gamma a_1 h)},\ \text{oder:}$$

$$tang\,\beta = \frac{h}{a_1 + \frac{\gamma_1}{\gamma} b} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 103.$$

Zweckmäfsig nimmt man den Winkel β nicht gröfser als etwa 27° oder $tang\,\beta = 0{,}5$. Demgemäfs erhält man die Bedingungsgleichung: $0{,}5 = \frac{h}{a_1 + \frac{\gamma_1}{\gamma} b}$, mithin:

$$\left.\begin{aligned} a_1 &= 2h - \frac{\gamma_1}{\gamma} b, \\ \text{oder auf } b \text{ zurückgeführt:}\quad b &= \frac{\gamma}{\gamma_1}(2h - a_1) \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 104.$$

Nimmt man a_1 bei Zeichnung des Querschnittes an, so ist für die Ausführung derjenige Wert von b zu wählen, welcher nach den Gleichungen 102 und 104 der gröfsere ist.

Die Normalpressungen, welche an der Vorder- und Hinterkante für die Quadrateinheit auftreten, ermittelt man nach den Gleichungen 45 u. 46 (S. 337), indem man für N die gesamte senkrecht wirkende Kraft einführt. Ist nun e der Abstand des Durchschnittpunktes P der Mittelkraft R von der Grundlinie, so folgt bei gefülltem Talbecken für die Pressung an der Vorderkante:

$$n = \frac{1}{2}\left(\frac{\gamma_1 b h + \gamma a_1 h}{b}\right)\left(1 + \frac{6 \cdot e}{b}\right) \quad \ldots\ldots\ldots \quad 105.$$

und für diejenige an der Hinterkante bei B:

$$n_1 = \frac{1}{2}\left(\frac{\gamma_1 b h + \gamma a_1 h}{b}\right)\left(1 - \frac{6 \cdot e}{b}\right) \quad \ldots\ldots\ldots \quad 106.$$

Bei leerem Talbecken ergeben sich die Werte für n, wenn man in letzteren Gleichungen $\gamma = 0$ setzt. Der Abstand e hat hier den Wert: $e = \frac{b}{6} - \frac{a_1}{3}$ und liegt

der Durchschnittspunkt des Mauergewichtes mit der Grundlinie von der Mitte der letzteren nach B zu, weshalb für n_1 erscheint:

$$n_1 = \frac{1}{2}\gamma_1 h\left[1 + \frac{6}{b}\left(\frac{b}{6} - \frac{a_1}{3}\right)\right],$$

$$n_1 = \gamma_1 h\left(1 - \frac{a_1}{b}\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 107.$$

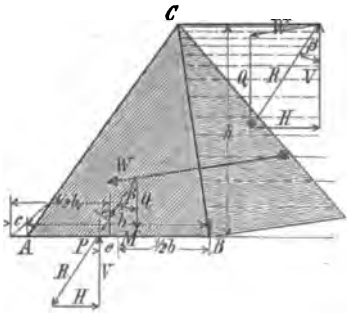
Ergibt sich nach letzterer Gleichung für s_1 im Mauerwerke ein Wert, der gröfser ist, als der verwandte Baustoff zuläfst, oder wird der Baugrund zu stark gepreſst, so ist eine Erbreiterung an der Wasserseite der Mauer vorzunehmen.

Die Höhe, von welcher an diese Erbreiterung nötig ist, hat nach Gleichung 107 die Gröfse:

$$h = \frac{n_1}{\gamma_1\left(1 + \frac{a_1}{b}\right)} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 108.$$

Das Mafs, um welches gegebenenfalls die Grundlinie der Mauer zu erbreitern ist, um den Druck auf den zulässigen Wert zu bringen, findet man durch folgende Betrachtung.

Abb. 61.



Bezeichnet allgemein in Abb. 61:

V die senkrechte Kraft, welche auf die Mauergrundfläche wirkt, in **kg**;

e den Abstand ihres Durchschnittspunktes P in der Grundlinie von der Mitte M der ursprünglichen Grundlinie $A\,B$, in Metern;

c u. c_1 die erforderliche Erbreiterung der Grundlinie an der Aufsen- bezw. Innenseite der Mauer, in Metern;

e_1 den Abstand des Punktes P von der Mitte der erbreiterten Grundlinie, in Metern;

n u. n_1 die Normalpressung an der Vorderkante der äufseren bezw. inneren Erbreiterung, in **kg** für 1 **qm**,

so hat man unter Vernachlässigung des Gewichtes, welche durch die Erbreiterung der Mauer hinzukommt:

$$n = \frac{V}{b + c}\left(1 + \frac{6 \cdot e_1}{b + c}\right),$$

oder weil $e_1 = e - \frac{c}{2}$:

$$n = \frac{V}{b + c}\left(1 + \frac{6\,e - 3\,c}{b + c}\right).$$

Durch Zusammenziehung letzterer Gleichung auf c ergibt sich:

$$c^2 + 2 \cdot \left(b + \frac{V}{n}\right) c = \frac{V}{n}(b + 6 \cdot e) - b^2, \text{ oder:}$$

$$c = -\left(b + \frac{V}{n}\right) + \sqrt{\left(b + \frac{V}{n}\right)^2 + \frac{V}{n}(b + 6 \cdot e) - b^2} \quad \ldots \quad 109.$$

Bei leerem Talbecken hat man für die an der Wasserseite der Mauer gegebenenfalls nötige Erbreiterung, da im vorliegenden Falle

$$V = \frac{1}{2}\gamma_1 b\,h \text{ und } e = \frac{b}{6} - \frac{a_1}{3}$$

gesetzt werden kann:

$$c_1 = -\left(b + \frac{V}{n_1}\right) + \sqrt{\left(b + \frac{V}{n_1}\right)^2 + \frac{2V}{n_1}(b - a_1) - b^2} \quad \ldots \quad 109^a.$$

Sollen in jeder Wagerechten des Querschnittes die gröfsten Kantenpressungen an der Innen- und Aufsenseite einander gleich sein und aufserdem für die verschiedenen

Höhen möglichst wenig voneinander abweichen, so ergeben sich krummlinig begrenzte Querschnitte, wie sie von Krantz, Crugnola u. a. vorgeschlagen sind (Taf. XII, Abb. 10 u. 11).

Beispiel. Zu gewerblichen Zwecken soll das Wasser eines Baches bis auf 40 m aufgestaut werden und ist zu diesem Zwecke eine Talsperre zu erbauen. Der Untergrund des Tales ist ein fester Tonboden, der mit Sicherheit 5 kg/qcm Pressung erträgt. Als Baustein steht ein fester Kalkbruchstein zur Verfügung und sind 8 kg Pressung für 1 qcm des Mauerwerkes zulässig.

Wählt man zum Querschnitt der Talsperre das nach beiden Seiten geböschte Dreieck (Abb. 60, S. 368) und nimmt den Anlauf an der Wasserseite zu $\frac{1}{8}$, ferner das Einheitsgewicht des Mauerwerkes zu 2,4 an, so folgt für die Breite der Grundlinie, damit $tang\,\beta = 0{,}5$, zufolge Gleichung 104:

$$b = \frac{1}{2{,}4}\left(2 \cdot 40 - \frac{40}{8}\right); \quad b = 31{,}25 \text{ m}.$$

Damit die Stützlinie bei gefülltem Talbecken die Mauergrundfläche genau im vorderen Drittel schneide, mufs nach Gleichung 102 die Breite b betragen:

$$b^2 + 5\left(\frac{2}{2{,}4} - 1\right) b = \frac{1}{2{,}4}(25 + 1600); \quad b = 26{,}42 \text{ m},$$

es kommt also nur der erste Wert von b in Frage.

Die Höhe, von welcher an die Talsperre an der inneren Seite gegebenenfalls zu erbreitern ist, hat nach Gleichung 108 den Wert:

$$h = \frac{80\,000}{2400\left(1 - \frac{5}{31{,}25}\right)} = 39{,}7 \text{ m}.$$

In Rücksicht auf die Pressung des Mauerwerkes ist also keine Erbreiterung der Grundfläche an der Wasserseite erforderlich, wohl aber mufs dieselbe eintreten wegen der zu starken Belastung des Baugrundes. Nach Gl. 109a hat man für die Erbreiterung:

$$c_1 = -\left(b + \frac{V}{n_1}\right) + \sqrt{\left(b + \frac{V}{n_1}\right)^2 + \frac{2V}{n_1}(b - a_1) - b^2}.$$

Nun ist:

$$b = 31{,}25 \text{ m}; \quad a = 5 \text{ m}; \quad V = \frac{\gamma_1 b h}{2} = 1\,500\,000 \text{ kg}; \quad n_1 = 50\,000 \text{ kg}; \quad \frac{V}{n_1} = 30;$$

$$c = -61{,}25 + \sqrt{61{,}25^2 + 1575 - 31{,}25^2}; \quad c = 4{,}75 \text{ m}.$$

An der Vorderkante der Grundfläche tritt bei gefülltem Talbecken die Pressung auf:

$$n = \frac{V}{b_1}\left(1 + \frac{6\,e_1}{b_1}\right);$$

hierin ist: $V = \frac{h}{2}(\gamma_1 b + \gamma a_1) + 4{,}75 \cdot h\gamma;$

$$V = \frac{40}{2}(2400 \cdot 31{,}25 + 1000 \cdot 5) + 4{,}75 \cdot 40 \cdot 1000; \quad V = 1\,790\,000 \text{ kg};$$

$$b_1 = b + 4{,}75 = 31{,}25 + 4{,}75 = 36 \text{ m}; \quad e = 4{,}3 \text{ m},$$

wie man leicht auf graphischem Wege findet; für n folgt daher:

$$n = \frac{1790000}{36}\left(1 + \frac{6 \cdot 4{,}3}{36}\right) = 85000 \text{ kg/qm},$$

oder $n = 8{,}5$ kg f. d. qcm.

Um letztere Pressung auf 5 kg herabzuziehen, ist an der Vorderkante der Grundfläche ebenfalls eine Erbreiterung nötig. Diese ergibt sich nach Gleichung 109 zu

$$c = -\left(b_1 + \frac{V}{n}\right) + \sqrt{\left(b_1 + \frac{V}{n}\right)^2 + \frac{V}{n}(b_1 + 6 \cdot e_1) - b_1^2};$$

oder da $\frac{V}{n} = \frac{1790000}{50000} = 35{,}8;$

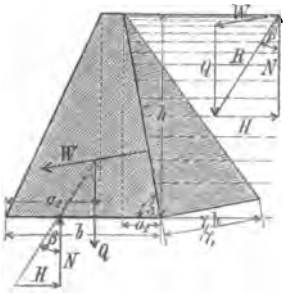
$$c = -(36 + 35{,}8) + \sqrt{71{,}8^2 + 35{,}8(36 + 6 \cdot 4{,}3) - 36^2}; \quad c = 6{,}2 \text{ m}.$$

In Höhe des gewöhnlichen Wasserstandes geben wir der Talsperre eine Breite von 5 m und lassen diese Stärke durch einen flachen Bogen in die äufsere Böschung übergehen. Damit bei Wellenschlag das Wasser nicht über die Mauer stürze, ist die Krone derselben etwa 3,5 m über den Hochwasserspiegel zu legen.

§ 33. Abmessungen der Talsperren von trapezförmigem Querschnitt. Wählt man zu den Talsperren trapezförmige Querschnitte mit wagerechten Lagerfugen, so ergibt sich für die Breite der Grundfläche gemäfs Gleichung 53, damit die Stützlinie bei gefülltem Talbecken im vorderen Drittel der Grundfläche liege, indem hier $D = W$; $\sphericalangle \omega = 0$; $h_1 = h$; $d = \frac{h}{3 \sin \delta}$ (Abb. 62):

$$b^2 + \left(a_2 - 2a_1 + \frac{4 \cdot W \cdot \cos\delta}{\gamma_1 h}\right) b = a_2^2 - a_1^2 + \frac{2W}{\gamma_1 \sin\delta} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 110.$$

Abb. 62.



Für den Winkel β hat man nach Gleichung 75:

$$tang\,\beta = \frac{W \sin\delta}{W \cos\delta + Q} \leq 0{,}5 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 111.$$

Die Pressung an der Vorderkante der Grundfläche hat bei gefülltem Talbecken unter der gemachten Voraussetzung den Wert:

$$n = \frac{2}{b}(W \cos\delta + Q) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 112.$$

Die etwa an der Innen- oder Aufsenseite der Mauer vorzunehmende Erbreiterung beurteilt man in derselben Weise wie bei den dreieckförmigen Querschnitten. Hat man den Abstand e der Stützlinie von der Mitte der Grundlinie zeichnerisch oder durch Rechnung ermittelt, so findet man die gesuchte Erbreiterung nach Gleichung 109.

Für V ist daselbst der Wert $V = W \cos\delta + Q$ zu setzen.

Ordnet man die Vorderseite des Querschnittes lotrecht an, so ist $a_2 = 0$, ferner hat man

$$W = \frac{\gamma h^2}{2 \sin\delta}; \quad a_1 = h \,.\, cotang\,\delta.$$

Setzt man diese Werte in Gleichung 110, so folgt:

$$b^2 - 2bh\left(1 - \frac{\gamma}{\gamma_1}\right) cotang\,\delta = h^2\left(\frac{\gamma}{\gamma_1}\frac{1}{\sin^2\delta} - cotang^2\delta\right)$$

oder, da $\frac{1}{\sin^2\delta} = \frac{1 + tang^2\delta}{tang^2\delta} = cotang^2\delta + 1$:

$$b^2 - 2bh\left(1 - \frac{\gamma}{\gamma_1}\right) cotang\,\delta = h^2\left[\frac{\gamma}{\gamma_1} - cotang^2\delta\left(1 - \frac{\gamma}{\gamma_1}\right)\right] \quad . \quad . \quad 113.$$

Für das Rechteck ist $\delta = 90°$; $cotang\,\delta = 0$, mithin:

$$b = h\sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_1}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 114.$$

Hiernach ergibt sich unter Beibehaltung der früheren Bezeichnungen folgende Tabelle:

Tabelle XI. **Abmessungen der Talsperren mit trapezförmigem Querschnitt.**

Querschnitt der Talsperre	$\gamma_1 = 2\gamma$				$\gamma_1 = 1{,}25\gamma$			
	$\frac{b}{h}$	$\frac{F}{h^2}$	$\sphericalangle\beta$	$\frac{n}{\gamma_1 h}$	$\frac{b}{h}$	$\frac{F}{h^2}$	$\sphericalangle\beta$	$\frac{n}{\gamma_1 h}$
Lotrecht stehendes Rechteck	0,707	0,707	19° 28′	2,0	0,894	0,894	24° 7′	2,00
Trapez mit lotrechter Vorderseite und unter $\frac{a_1}{h} = \frac{1}{5}$ geböschter, vom Wasser benetzter Hinterseite	0,854	0,687	17° 57′	1,8	0,951	0,784	23° 31′	1,93

Das rechteckige Profil stellt sich also in jeder Beziehung ungünstiger als das in der Hinterseite geböschte Trapez; es verdient daher bei Wassermauern keine Anwendung.

Abschnitt VI.

Ausführung der Stütz- und Futtermauern, sowie der Talsperren.

§ 34. Mauerwerk und Bauausführung der Stütz- und Futtermauern.

1. Baustoff. Stehen zum Aufbau einer Stütz- oder Futtermauer Steine von verschiedenem Einheitsgewichte zur Verfügung, so ist unter sonst gleichen Verhältnissen (gleicher Dauerhaftigkeit, gleicher Preis für das Kubikmeter der fertigen Mauer u. s. w.) der schwerere Stein dem leichteren vorzuziehen, indem derselbe einerseits für die Mauer einen geringeren Rauminhalt, andererseits gegebenenfalls eine geringere Inanspruchnahme der Reibung in den Lagerfugen bedingt.

Um an Mauerwerk zu sparen, hat man vielfach in den Kaimauern Aussparungen angebracht und diese mit einem mageren Trafs- oder Zementbeton, bezw. Zementkalkbeton gefüllt.

Als Mischungsverhältnis hat man angewandt (Raumteile):

Trafsbeton: 1 Trafs, 1 gelöschten Kalk, 10 Sand.

Zementbeton: 1 Zement, 5 Sand, 10 Kies; oder 1 Zement, 5 Sand, 8 Steinschlag.

Zementkalkbeton: 1 Zement, 1 Kalk, 8 Sand, 12 Steinschlag.

Anstatt aus regelrechtem Mauerwerk hat man die Stütz- und Futtermauern, der Kostenersparnis wegen, auch aus Beton in Form von Zement-, Zementkalk- oder Eisenbeton ausgeführt. Ein Beispiel dieser Art ist die auf Taf. XI, Abb. 1 bis 1^c dargestellte Stützmauer an der Villa Henschel in Kassel. Der Beton besteht hier in Raumteilen aus:

1 Zement, 3 Fuldasand und Basaltgrus, 4,5 Fuldakies für die Pfeiler, Gewölbe, Spannmauern und Stirnmauern;

1 Zement, 4 Sand, 6 Kies für die Hintermauerung der Gewölbe und die sonstigen Teile der Mauer.

Den Mörtel für das hier in Frage kommende Mauerwerk anlangend, so verwendet man zu Wassermauern je nach den Umständen reinen Zementmörtel oder Zementkalk- bezw. Trafsmörtel und zu gewöhnlichen Stützmauern wenn nicht Zementkalk- oder Trafsmörtel, so doch einen Mörtel, der mit Wasser erhärtet, indem die Hinterseite dieser Mauern fortwährend der Nässe des Erdbodens ausgesetzt ist und reiner Kalkmörtel im Innern dickerer Mauern nur sehr langsam, ja gar nicht abbindet.

Bei den Stützmauern der hannoverischen Eisenbahnen wurde das Grundmauerwerk in Trafsmörtel von 1 Trafs, 2 Kalk, 3 Sand ausgeführt und das aufgehende Mauerwerk im unteren Drittel mit Trafsmörtel von 1 Trafs, 1 Kalk, 1 Sand, in den oberen zwei Dritteln dagegen mit 1 Trafs, 2 Kalk, 3 Sand oder ganz in Kalkmörtel. Letztere Mischung hatte auch der Putz, mit welchem die Hinterseite der Mauern berappt wurde.

2. Bauausführung. Die geringste Stärke, in welcher Stützmauern auszuführen sind, beträgt bei Ausführung in Bruchstein je nach der Lagerhaftigkeit der verwandten Steine 0,6 **m** bis 0,75 **m**, bei Ausführung in Ziegeln 2 Stein des Normalformates.

Geht man von diesen Stärken zu gröfseren durch Abtreppung der Mauer an der hinteren Seite über, so ist der besseren Entwässerung wegen jeder Absatz mit einer doppelten Ziegelflachschicht oder mit einem 1 bis 1,5 **cm** dicken Überzuge aus Asphalt, Zement bezw. Zementmörtel (1 Zement, 1 Sand) unter etwa 1 : 2 abzudecken.

Die Aufsenseite der Stütz- und Kaimauern hat man vielfach der gröfseren Widerstandsfähigkeit gegen Einwirkungen der Atmosphäre bezw. des Wassers wegen mit Quadern verblendet, während man das übrige Mauerwerk aus Ziegeln oder Bruchstein herstellte. Derartige Verbindungen von Mauerwerk erfordern in der Ausführung des verschiedenen Setzens wegen, namentlich bei Verwendung von Kalkmörtel, grofse Vorsicht. Um den Nachteil des verschiedenen Setzens so weit als tunlich herabzumindern, müssen mit Quadern verblendete Mauern nicht zu rasch aufgeführt und die einzelnen Quaderschichten tunlichst niedrig gehalten werden.

Ein besseres Verfahren, um die Aufsenfläche einer Stütz- oder Kaimauer widerstandsfähiger zu machen, besteht darin, zu dieser die besten Steine von den zur Verfügung stehenden auszulesen und eine gröfsere Sorgfalt auf die Ausführung dieses Mauerwerks zu verwenden.

Hinsichtlich der Neigung der Lagerfugen ist in § 27 das Erforderliche gesagt; hier soll nur noch über die Form derselben bemerkt werden, dafs man bei Talsperren, welche in Bruchstein ausgeführt wurden, es vielfach vorgezogen hat, das Mauerwerk ohne durchgehende Schichten herzustellen, da ebene Lagerfugen es dem Wasser erleichtern, sich einen Weg durch die Mauer zu bahnen.

3. Abdeckung. Die Krone der Mauer ist durch möglichst eng nebeneinander gelegte Deckplatten von 10 bis 15 cm Stärke abzudecken. Eine Verklammerung dieser Platten ist nur da nötig, wo dieselben dem Anprall von Lasten oder einem regeren Verkehre ausgesetzt sind, also z. B. bei Hafenmauern. Hat man Platten nicht zur Hand, oder stellen sich dieselben im Preise zu hoch, so kann man auch die Krone der in Bruchstein ausgeführten Stützmauern mit behauenen Bruchsteinen in Zementmörtel und diejenige der Ziegelmauern mit einer Ziegelrollschicht, ebenfalls in Zementmörtel abdecken. Flach- oder Kopfrasen allein genügen zu diesem Zwecke nicht.

Bei den Auflagermauern der Wege-Unterführungen mit eisernem Überbau hat man wohl eine Querschwelle des Eisenbahngleises unmittelbar auf die Abdeckungsplatten gelegt. Diese Anordnung ist indessen ganz verwerflich, weil vorzüglich die unter den Schienensträngen liegenden Platten leicht zerbrochen werden und sich durch die schwingende Bewegung, welche der Eisenbahnzug im Gefolge hat, sehr bald lockern. Den genannten Übelstand vermeidet man dadurch, dafs man an den Stellen, wo die Schienenstränge die Mauer kreuzen, besondere Quader einmauert, welche eine wagerechte Oberfläche haben, während die sich an dieselben schliefsenden Deckplatten mit Abwässerung nach vorn versehen sind (Abb. 1 u. 1ª, Taf. X). Die Querschwelle des Gleises ruht bei dieser Anordnung nur auf den Quadern und gestattet dem Regen an ihrer Unterseite genügenden Abflufs.

4. Entwässerung. Damit sich kein Wasser hinter den Stützmauern ansammele und der gestützte Erdkörper möglichst trocken gehalten werde, ist es zweckmäfsig, über der Grundmauer bezw. in Höhe der undurchlässigen Erdschicht kleine Entwässerungskanäle von 15 × 10 cm Querschnitt auf je 5 bis 10 m Länge in der Mauer auszusparen oder Entwässerungsröhren von mindestens 5 cm lichtem Durchmesser einzumauern und an der Hinterseite mit Gerölle, welches das Wasser durchläfst, zu verschliefsen (Taf. IX, Abb. 13 bis 15; Taf. X, Abb. 3 u. 3ª, 12, 14, 15 u. 15ª).

Falls das an die Mauer schliefsende Gelände wasserführend ist, empfiehlt es sich, in dasselbe Sickerschlitze oder Drainierröhren zu legen, welche das Wasser nach einem vor dem Fufse der Mauer befindlichen Längskanale entweder unmittelbar führen (Abb. 66

bis 66*b*, S. 381), oder mittelbar mit Hilfe von quer durch die Mauer gehenden Entwässerungsschlitzen (Taf. X, Abb. 15 u. 15*a*).

Der Längskanal ist natürlich in der Decke und den Seitenwandungen mit offenen Stofsfugen herzustellen, da sonst das Wasser nur schwer in denselben dringen würde.

Die Mauer selbst schützt man gegen das Eindringen der Nässe hinreichend, wenn man sämtliche Fugen an der Vorder- und Hinterseite mit gutem Zementmörtel (1 Zement, 1 Sand) sorgfältig verstreicht. Ein Überzug von Rapp-Putz an der Hinterseite dürfte weniger zu empfehlen sein, weil die Feuchtigkeit beim Rissigwerden oder Ablösen einzelner Teile des Putzes leicht in das Innere der Mauer eindringt.

5. Hinterfüllung. Für die Haltbarkeit des in Kalkmörtel hergestellten Mauerwerkes ist es von Wichtigkeit, dasselbe einige Wochen unverfüllt stehen zu lassen, so dafs es gehörig austrocknen kann. Die Hinterfüllungserde ist alsdann in einzelnen wagerechten Schichten von etwa 0,3 **m** Höhe einzubringen und jede Lage gehörig zu stampfen. Geneigte Erdschichten nach dem Bauwerke zu sind ganz zu vermeiden, da dieselben bei weniger durchlässigem Untergrunde leicht in das Gleiten auf ihrer Unterlage kommen und dann auf das Bauwerk einen erheblich gröfseren Druck als den der Berechnung zugrunde gelegten ausüben.

6. Einfluss von Wärmeunterschieden. Bei sehr langen Mauern hat man Rücksicht auf die Längenausdehnung infolge von Wärmeunterschieden zu nehmen, indem hierdurch unter Umständen Querrisse in der Mauer entstehen können. So zeigten sich in einer 2000 **m** langen Ufermauer des Freihafens zu Bremen, welche auf einen sehr kräftigen Pfahlrost gegründet und zu verschiedenen Jahreszeiten sowohl in der Längen- wie Höhenrichtung staffelförmig ausgeführt ist, bei Eintritt des Frostes Querrisse. Dieselben hatten bei 2° Kälte 1 **mm** Weite und bei 7° Kälte eine solche von 3,75 **mm**, bei 8° Wärme schlossen sie sich wieder vollkommen.

Um ein Durchsickern des Wassers in dem oberen Teile der Mauer, welcher einen Gang zur Aufnahme der Druckwasser- und elektrischen Leitung enthält, zu verhindern, sind an den Rifsstellen Rahmen mit stopfbüchsenartiger Dichtung angebracht, welche bei vollkommenem Wasserabschlufs kleine Längenbewegungen der Ufermauer zulassen.[3])

Bei dickeren in Kalkmörtel ausgeführten Mauern, insbesondere bei solchen mit wagerechten Fugen und wagerecht an die Mauerkrone schliefsender Geländefläche, hat man öfters ein allmähliches Gleiten in den obersten Mauerschichten infolge des Frostes beobachtet. Es ist dieses zurückzuführen auf die treibenden Wirkungen des Frostes in der Hinterfüllungserde. Wo letztere nicht ganz besonders durchlässig oder durch völlige Oberflächendichtung vor Feuchtigkeit geschützt ist, dehnen sich die nahe der Oberfläche liegenden Erdschichten unter Einwirkung des Frostes naturgemäfs aus. Dringt dieser nun so tief ein, dafs die gefrorene Erdschicht ein Ausweichen rechtwinkelig zur Oberfläche nicht mehr gestattet, so nimmt der Schub auf die Mauerkrone schliefslich eine Gröfse an, der sie zum Gleiten auf dem darunter liegenden Mauerwerke bringt. Beim nächsten Froste wiederholt sich der Vorgang und die Verschiebung der Schichten kann schliefslich so weit zunehmen, dafs die Gefahr des Abstürzens eintritt. So besichtigte Latowsky im Jahre 1895 eine 8 **m** hohe Stützmauer, bei welcher die Verschiebung der obersten beiden Schichten 10 bis 20 **cm** betrug.[4])

---

[3]) Frostrisse in der Ufermauer des neuen Freihafens in Bremen. Zentralbl. d. Bauverw. 1888, S. 94.

[4]) Latowsky, Über Futtermauern. Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 418 u. 419.

Derartige Übelstände dürften sich vermeiden lassen durch Verwendung von fettem Zementmörtel in den oberen Mauerschichten und Hinterfüllung der Mauerkrone mit einem durchlässigen Material (als Schotter, grober Kies, Bruchsteine) bis auf rd. 1,0 m Tiefe und 1,0 m Länge, rechtwinkelig zur Stützwand gemessen.

§ 35. Mitteilungen über einige ausgeführte Stütz- und Futtermauern.

1. Stütz- und Futtermauern der österreichischen Staatsbahn (Abb. 13 bis 16, Taf. IX). Die hier genannten Stütz- und Futtermauern sind in der Vorderseite unter $1 : {}^1/_5$ gebösoht, an der Hinterseite bis auf $0{,}6\,h$, von der Krone (Abb. 13 bis 15, Taf. IX) bezw. Schienenunterkante (Abb. 14) ab gemessen, senkrecht und von da unter $1 : {}^1/_5$ unterschnitten. In Höhen von etwa 3 zu 3 m und in Entfernungen von 10 zu 10 m hat man dieselben mit Entwässerungsschlitzen versehen. Das Mauerwerk ist in Bruchstein mit rechtwinkelig zur Aufsenfläche stehenden Lagerfugen ausgeführt und durch behauene Bruchsteine in Zementmörtel abgedeckt. Zur Bestimmung der Mauerstärken dienten, aufser der nachfolgenden Tabelle, die weiter unten mitgeteilten Regeln.

a) Stützmauern mit Erdhinterfüllung (Abb. 14, Taf. IX). Die Kronenstärke wurde bei Ausführung des Mauerwerks in Mörtel nach folgender Tabelle berechnet:

Tabelle XII. **Kronenstärken von Stützmauern mit Erdhinterfüllung bei der österreichischen Staatsbahn.**

Überschüttungshöhe h_1	Kronenstärke bei einer Mauerhöhe h in m													
	0—1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	20
0—0,3	0,60	0,61	0,79	0,97	1,15	1,33	1,51	1,69	1,87	2,05	2,41	2,77	3,13	3,85
2	0,60	0,69	0,91	1,11	1,30	1,49	1,68	1,87	2,05	2,23	2,60	2,96	3,33	4,05
4	0,60	0,73	0,99	1,21	1,42	1,62	1,82	2,02	2,21	2,39	2,77	3,14	3,51	4,24
6	0,60	0,75	1,03	1,29	1,51	1,73	1,94	2,15	2,34	2,53	2,92	3,30	3,68	4,42
8	0,60	0,76	1,06	1,33	1,58	1,81	2,04	2,25	2,46	2,66	3,06	3,45	3,83	4,58
10	0,60	0,76	1,08	1,37	1,63	1,88	2,11	2,34	2,56	2,77	3,18	3,59	3,97	4,74
12	0,60	0,76	1,09	1,39	1,67	1,93	2,18	2,41	2,64	2,87	3,29	3,71	4,10	4,89
16	0,60	0,76	1,09	1,42	1,72	2,00	2,28	2,53	2,78	3,02	3,47	3,90	4,33	5,14
20	0,60	0,76	1,09	1,42	1,75	2,05	2,34	2,61	2,88	3,13	3,62	4,08	4,52	5,37
24	0,60	0,76	1,09	1,42	1,75	2,08	2,38	2,67	2,96	3,22	3,73	4,22	4,69	5,57
30	0,60	0,76	1,09	1,42	1,75	2,08	2,41	2,73	3,02	3,31	3,86	4,37	4,88	5,82
40 m	0,60	0,76	1,09	1,42	1,75	2,08	2,41	2,74	3,07	3,40	4,01	4,57	5,09	6,13

Betrug das Gewicht des Mauerwerks für 1 cbm ($= \gamma_1$) weniger als 2100 kg, so wurde anstatt der sich aus der Tabelle ergebenden Kronenbreite b die Breite $\frac{2100}{\gamma_1} - b$ ausgeführt.

Bei Stützmauern an Abhängen fester Felsen legte man der Kronenbreite die Höhe h_2 zu Grunde, um welche die Schienenunterkante (Abb. 14, Taf. IX) über dem Punkte lag, wo der Felsen die Hinterkante der Mauer schnitt.

b) Stützmauern mit Hinterpackung aus Steinen (Abb. 13, Taf. IX). Stützmauern, welche bis zur Kronenhöhe mit Steinen hinterpackt wurden, erhielten eine geringere Stärke als die mit Erde hinterfüllten und zwar wurde die Kronenstärke bei einer Überschüttungshöhe von $h_1 \leq h$ um $\frac{h}{20}$ verringert und bei $h_1 > h$ um $\frac{h}{15}$.

c) Futtermauern. In Einschnitten, deren Material sich bei ${}^1/_2$facher Böschung gerade noch hielt, wurden die Abmessungen der Futtermauern nach vorstehender Tabelle bestimmt; dagegen führte man die Kronenbreite b um $\frac{h}{20}$ geringer aus, wenn die Erde schon bei ${}^1/_4$facher Böschung stand. Als geringste Stärke war für die Krone der Futtermauern das Mafs von 0,6 m festgesetzt.

d) Verkleidungsmauern (Abb. 16, Taf. IX). Dieselben erhielten in der Vorderfläche den Anlauf $1 : {}^1/_5$, rechtwinkelig zu dieser stehende Lagerfugen und die Stärke von 0,4 m an der Krone und $0{,}4\text{ m} + 0{,}1\,h$ an der Grundfläche. Der Anlauf an der Hinterseite betrug daher etwa $1 : {}^1/_{10}$.

2. Stütz- und Futtermauern der Gotthard-Bahn (Abb. 4 bis 14, Taf. X). Dieselben wurden aus gewöhnlichem Bruchsteinmauerwerk hergestellt und in der Vorderfläche entweder mit $1 : {}^1/_5$ Anlauf oder senkrecht ausgeführt. Im letzteren Falle erhielt die Hinterseite Abtreppungen, im ersteren dagegen bis zum Fundamente vertikale Lage und von da eine Unterschneidung von $1 : {}^1/_5$. Insbesondere bei grofsen Höhen wurden die Mauern mit Steinen hinterpackt und bei Ausführung an Hängen in Höhe der Grundmaueroberkante mit Entwässerungsschlitzen versehen. Die Lagerfugen erhielten rechtwinkelige Lage zur Vorderfläche der Mauer, und dienten zur Abdeckung der Mauerkrone behauene Bruchsteine in Wassermörtel.

Abmessungen. a) Stützmauern ohne Überschüttung (Abb. 8 bis 12, Taf. X). Bei Anwendung der Querschnitte Abb. 8 bis 11 wurde die Kronenbreite nach Tabelle XIII a bestimmt. Für den Querschnitt Abb. 12 wurden dagegen die Tabellen XIII a und XIII b entsprechend der Gründungstiefe h_2 benutzt.

Tabelle XIII.

Kronenstärken der Stützmauern ohne Überschüttung von der Gotthard-Bahn.

XIII a.

Zu den Abb. 8, 9, 10 u. 11, Taf. X.

Mauerhöhe h in m	Kronenbreite b in m			
	Vorderfläche 1 : 1/5		Vorderfläche senkrecht	
	unbelastet	belastet	unbelastet	belastet
	Abb. 8:	Abb. 9:	Abb. 10:	Abb. 11:
1	0,60	0,60	0,60	0,65
3	0,60	0,80	0,60	0,90
5	0,90	1,30	1,20	1,60
7	1,20	1,60	1,60	2,00
10	1,60	2,10	2,30	2,60
12	2,00	2,40	2,80	3,00
15	2,60	3,00	3,50	3,70
20	3,50	3,80	—	—

XIII b.

Zu Abb. 12, Taf. X.

Mauerhöhe h in m	Kronenbreite b in m	Verstärkung der Kronenbreite in Prozenten derselben bei der Gründungstiefe h_2 in m				
		2	3	4	6	8
1	0,65	22	24	25	25	25
3	0,90	15	18	20	23	25
5	1,60	11	15	17	19	21
7	2,00	9	12	14	17	19
10	2,60	7	10	12	15	17
12	3,00	6	9	10	13	15
16	3,70	5	7	9	12	14

b) Stützmauern mit Überschüttung (Abb. 13 u. 14, Taf. X). Für diese Mauern gilt die Tabelle XIII in Verbindung mit Tabelle XIV.

Tabelle XIV. **Kronenbreite der Stützmauern mit Überschüttung von der Gotthard-Bahn** (nach Abb. 14, Taf. X).

Mauerhöhe h in m	Kronenbreite bei der Überschüttungshöhe h_1 in m							
	1	2	3	4	5	10	15	20
1	0,60	0,60	—	—	—	—	—	—
3	0,80	0,90	0,95	—	—	—	—	—
5	1,25	1,35	1,40	1,45	1,45	1,60	1,70	—
7	1,60	1,70	1,75	1,80	1,85	2,00	2,10	2,30
10	2,10	2,20	2,30	2,40	2,45	2,70	2,95	3,10
15	3,10	3,30	3,40	3,50	3,60	4,00	4,30	4,50
20	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	5,20	5,60	6,00

c) Futtermauern (Abb. 4 bis 6, Taf. X). Die Kronenbreite derselben wurde in Einschnitten, welche mit $1^1/_2$fachen Böschungen standen, gleich derjenigen der Stützmauern nach Tabelle XIII oder XIV berechnet. Hielt sich das Erdmaterial bereits bei 1facher bezw. $1^1/_4$facher Böschung, so verminderte man die Breite bis auf 0,6 bezw. 0,8 der vorstehenden.

d) Verkleidungsmauern (Abb. 7, Taf. X). Diese erhielten 0,6 m Kronenbreite, $1 : {}^1/_5$ Anlauf in der Vorderfläche und 0,1 h Breite in der Sohle; geringstenfalls jedoch 0,6 m.

3. Stützmauer mit Absätzen an der Hinterseite (Abb. 63, S. 378). Dieses vielfach in Deutschland und Frankreich angewandte Profil eignet sich hauptsächlich für Kaimauern (vergl. § 30); dagegen ist es für gewöhnliche Stützmauern, deren Hinterfüllungserde einen

natürlichen Böschungswinkel von etwa 33° hat, in jeder Beziehung dem Rechteck nachzustellen. Weiter kommt in Betracht, dafs in den oberen dünneren Mauerschichten der durch Frost vergröfserte Druck der Hinterfüllung leichter Verschiebungen bewirken kann.

Abb. 63.

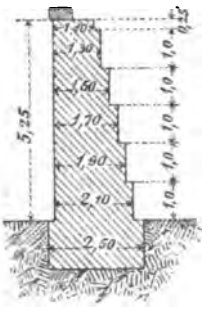
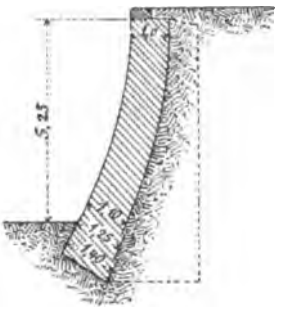


Abb. 64.



Die in der Abb. 63 dargestellte, oben wagerechte Abtreppung ist, wie früher angeführt, nicht zweckmäfsig. Man sollte die Absätze in ihrer Oberfläche stets geneigt anordnen und mit einer doppelten Ziegelflachschicht oder sonst sicher abdecken.

4. Englische Stützmauer (Abb. 64). Die sogenannte englische Stützmauer schliefst sich in ihrer Form möglichst der Mittellinie des Druckes an und ist daher mit verhältnismäfsig wenig Mauerwerk herzustellen. Sie hat indessen den Nachteil, dafs sie ohne Anordnung von Strebepfeilern an der Hinterseite meist nicht standsicher im unverfüllten Zustande ist; auch ist die Ausführung schwieriger als diejenige einer ebenen Mauer.

5. Unterschnittene Stützmauer mit starkem Anzuge in dem unteren Teile (Abb. 2, 2ª, 2ᵇ, Taf. X). Der englischen Stützmauer verwandt, aber einfacher in der Ausführung ist die vom Verfasser vorgeschlagene und seither vielfach ausgeführte Stützmauer mit starkem Anzuge und Unterschneidung in dem unteren Teile.

Die Unterschneidung ist bei diesen Mauern nur soweit auszudehnen, dafs der Baugrund an der Hinterkante der unverfüllten Mauer keine unzulässigen Pressungen erleidet. Gegebenenfalls kann man zur Verringerung letzterer Pressung die Länge der Unterschneidung begrenzen, indem man in gewissen Abständen den vollen Mauerquerschnitt auf je 0,6 bis 1,00 m Länge zur Ausführung bringt (Abb. 2 u. 2ª).

Gegenüber den gewöhnlich angewandten Stützmauern, deren Vorder- und Hinterseite geradlinig verläuft, spart man bei Anwendung der genannten unterschnittenen Mauern ganz erheblich an Mauerwerk und Arbeitslohn. Die Lagerfugen der stark geböschten Mauerteile hat Verfasser bei den in Bruchstein ausgeführten Bauwerken der Eisenbahnlinie Wittenberge-Lüneburg wagerecht angeordnet, um es den atmosphärischen Niederschlägen zu erschweren, in das Innere des Mauerwerkes zu dringen. Bei Verwendung von Zementmörtel ist indessen auch die normale Fugenlage zur Aufsenfläche zulässig.

6. Wege-Unterführung mit Durchlafs in der Bahnlinie Wittenberge-Geestemünde (Abb. 1 bis 1ᵃ, Taf. X). Die Verbindung des Durchlasses mit der Unterführung ist bei diesem Bauwerke in der Weise zur Ausführung gebracht, dafs man den durch den Bahndamm zu leitenden Abzugsgraben längs des Flügels AB (Abb. 1ª) zwischen die Wangenmauern der Unterführung leitete und von hier längs des Flügels CD wieder heraus. Die Unterführung hat eine lichte Weite von 3,8 m, während die des Durchlasses nur 2,5 m beträgt. Zur Vermittelung letzterer Weiten haben die Wangenmauern etwa 1 m über der Wegekrone in den Vorderflächen Schrägen von $1 : {}^1/_3$ erhalten, welche an die eine Kehle bildende Hintermauerung des Gewölbes anschliefsen. An der Hinterseite sind die genannten Mauern von den Schrägen ab bis zur Fundamentsohle unter $1 : {}^1/_5$ unterschnitten.

Durch diese Anordnung wird einerseits erreicht, dafs sich die Wangenmauern möglichst der Form der Stützlinie anschliefsen und andererseits, dafs das Gewölbe des 2,5 m weiten Durchlasses im mittleren Teile der Unterführung keine besonderen Widerlager erfordert und durch den Schub, welchen es auf die Seitenmauern ausübt, einen Teil des auf dieselben wirkenden Erddruckes aufhebt.

Das Gewölbe ist aus Ziegeln in der Stärke von 1 Stein und mit 0,6 m Pfeil ausgeführt. Die Hintermauerung wird in den Teilen des Gewölbes ON und LP, welche innerhalb der Flügel liegen, oben durch zwei in der Richtung DO bezw. OQ abfallende Ebenen begrenzt. Der Übergang der Hintermauerung des mittleren Teiles in die Ebene OQ wird bei NH durch ein Dreieck NHG gebildet, dessen Seite GN in letzterer Ebene liegt. Die Flügel der Unterführung haben ein ähnliches Profil wie die Wangenmauern, nur ist denselben über der Schräge ein Anlauf von $1 : {}^1/_{10}$ gegeben. Die Hinterseite ist unter $1 : {}^1/_5$ so unterschnitten, dafs der Schwerpunkt des Flügelprofiles in jedem Abstand von der Stirn des Bauwerkes auf eine genügende Länge unterstützt bleibt. Es nimmt daher die Ausladung der Unterschneidung von der Stirn bis zum Flügelanfänger von 0,8 bis 0,4 m in der Bausohle ab und bildet infolge dessen die obere Begrenzungslinie der Unterschneidung eine nach dem Flügelanfänger zu fallende Linie. Die Lagerfugen des Mauerwerkes sind sämtlich wagerecht ausgeführt. Es geschah dieses bei den Schrägen, um dem Wasser, welches sich etwa auf denselben sammelt, keine Gelegenheit zu geben, bei schlechter Ausfüllung der Fugen mit Mörtel in das Innere des Mauerwerkes zu dringen, und war im vorliegenden Falle nicht mit Schwierigkeiten verknüpft, da die Ausführung in Bruchstein erfolgte.

Zur Abdeckung der Absätze an der Hinterseite der Wangen- und Flügelmauern dienen doppelte Ziegelflachschichten und für die oberen Begrenzungsflächen dieser Mauern Deckplatten von 0,6 m Breite bei 0,14 m Dicke. Die über den oberen Abdeckungsplatten liegenden Querschwellen des Eisenbahngleises sind auf besondere Quader von 0,6 m Länge und einem Querschnitt von $0{,}3 \times 0{,}3$ m gelagert. Die Quader sind in ihrer Oberfläche wagerecht gearbeitet, die Deckplatten dagegen mit einer Abwässerung nach vorn unter etwa $1 : 20$ versehen, so dafs zwischen ihnen und den Querschwellen ein sich allmählich erweiternder Zwischenraum entsteht.

Die Mittellinie des Druckes für die Wangenmauern ist unter Annahme einer der beweglichen Last entsprechenden Erdüberschüttung von 0,8 m und eines natürlichen Böschungswinkels $\varphi = 35°$ nach den früher angegebenen Regeln bestimmt. Um nun die Veränderung zu bestimmen, welche diese Linie durch den Gewölbeschub erleidet, war es erforderlich, in das Gewölbe die Drucklinie zu zeichnen. Zu dem Ende wurde die Hälfte desselben nebst Überschüttung durch senkrechte Linien in 5 gleich breite Streifen geteilt und das Kräfteeck (Abb. 1c) aus den senkrechten Mittellinien der letzteren gebildet. Der wagerechte Schub $OA = H$ konnte bei der geringen Pfeilhöhe des Gewölbes unter der Voraussetzung ermittelt werden, dafs die Drucklinie mit der Mittellinie des Bogens zusammenfalle. In dem Schlufsstrahl $\overline{05}$ (Abb. 1c) hatte man nun den gesuchten Gewölbeschub seiner Gröfse und Richtung nach. Um diesen in das Kräfteeck für die Stützmauer (Abb. 1b) zu übertragen, mufste die Länge $\overline{05}$ im Verhältnisse der Breite der Gewölbestreifen zur Höhe der Streifen der Wangenmauer (bezw. Druckfläche) verkleinert werden, d. i. $\frac{0{,}31}{1{,}95} = \frac{1}{6{,}3}$. Hiernach ergab sich in Abb. 1b für den Gewölbeschub: $g = \frac{1}{6{,}3} \overline{05}$.

Indem man nun aus dem Schnittpunkte des Gewölbeschubes g und des durch M_4 gehenden Gegendruckes einen Strahl parallel $\overline{ot}$ (Abb. 1[b]) zog, erhielt man die Richtung des Druckes, welche bei Berücksichtigung des Gewölbeschubes auf die Bausohle wirkt, und in M_5 den Angriffspunkt desselben. Sofern auf das Gewölbe eine fremde Last drückt, entfernt sich allerdings letzterer Punkt von M_5 um ein Bestimmtes, jedoch ist die Verschiebung nur unbedeutend.

Näheres über das im Vorstehenden beschriebene Bauwerk findet man in einem Artikel des Verfassers in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1873, Heft 2: Wege-Unterführung mit Durchlafs in der Bahnlinie Wittenberge-Geestemünde, von E. Häseler, Baumeister zu Berlin.

7. Stütz- und Futtermauern der Moselbahn (Abb. 3 u. 3[a], Taf. X). Mauern mit steilerem Anlaufe als 1 : ½ wurden in Mörtelmauerwerk, flacher geneigte in Trockenmauerwerk hergestellt, wenn nicht besondere Umstände dichte Fugen verlangten. Die angeschnittenen Schuttkegel, welche meistens mit Wein bepflanzt waren, erhielten, wenn sie wasserdurchlässig gelagert waren, eine Abpflasterung unter 1:1. Bei Boden mit mehr Lehm- oder Tongehalt erfolgte dagegen die Deckung der Anschnittsflächen durch Mörtelmauern mit 1/10 bis 3/8 Anzug, welche in Längen von 3 bis 6 m in Angriff genommen und sorgfältig entwässert wurden.

War die Bahn zu beiden Seiten durch unzugängliche Böschungen begrenzt, so wurde im Anschnitte die Vorderfläche der bergseitigen Mauer über dem Planum in Entfernungen von 8 bis 10 m auf 2 m Breite senkrecht gestaltet, um Sicherheitsnischen für die Bahnbeamten zu schaffen (Abb. 3). Als Baustein für die Mauern ist der meistens an Ort und Stelle in Platten von durchschnittlich 10 cm Stärke anstehende Grauwacken- und Tonschiefer verwendet, welcher eine grofse Festigkeit und Wetterbeständigkeit besitzt.

Abb. 65 u. 65a.
Futtermauer der unterirdischen Eisenbahn zu London.

Abb. 65. Querschnitt.

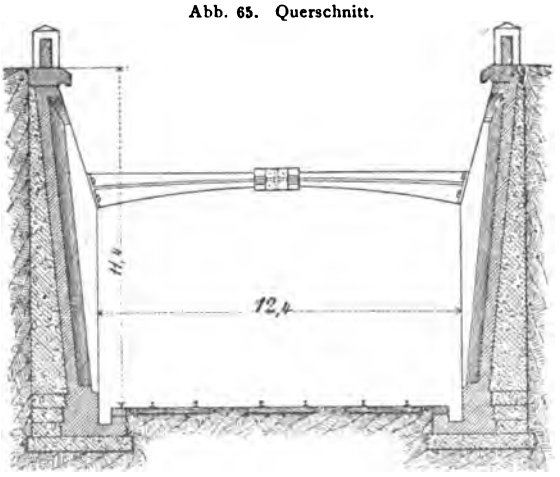
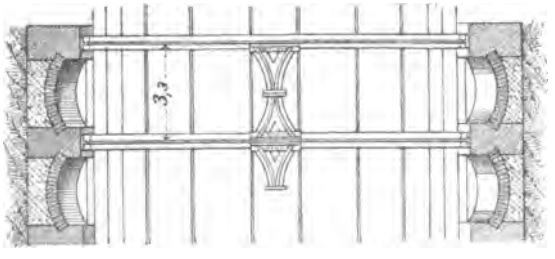


Abb. 65a. Grundrifs.



Felsanschnitte wurden, bei der am linken Ufer gröfstenteils günstigen Lage der Schichten, nach 1 : 1/6 bis 1 : ½ abgeböscht. Es zeigte sich jedoch, dafs das Böschungsverhältnis 1 : 1/6 selbst bei günstiger Richtung der Schichten zu steil war, indem sich die Schichtenköpfe häufig in kurzer Zeit nach unten bogen und oben Risse veranlafsten. Man ermäfsigte daher die Neigung der Böschungen, je nach den Umständen, auf das Verhältnis von 1 : 1/4 bis 1 : 3/4, ersterenfalles unter gleichzeitiger Verkleidung der Anschnittsflächen mit Mörtelmauerwerk.[5])

[5]) Vergl. Früh, Über den Bau der Moselbahn. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1883, S. 65.

8. Stützmauer im Einschnitt bei Blisworth der London-Birminghamer Eisenbahn (Abb. 15 u. 15*, Taf. X). Die vorstehend genannte, in Bruchstein hergestellte Mauer dient zur Abstützung einer etwa 8 m hohen Tonschicht, auf welcher Kalkfels in etwa 10 m Mächtigkeit lagert. Dieselbe ist als Stützmauer von trapezförmigem Querschnitt mit Strebepfeilern auf je 6,27 m der Länge ausgeführt. Um das Wasser von der unteren Tonschicht abzuhalten, sind Sickerkanäle *a b*, *c b* an der Hinterseite der Mauer angelegt, welche das durch den Kalkfelsen sickernde Wasser auffangen und bei *b* einem in der Mauer angebrachten Abzugskanale zuführen.

9. Futtermauer der unterirdischen Eisenbahn zu London (Abb. 65 u. 65*a*). Diese Mauer ist mit Strebepfeilern und dazwischen gespannten Gewölben ausgeführt. Die Pfeiler haben von Mitte zu Mitte 3,3 m Abstand und sind in etwa 5 m Höhe über den Grundmauern durch gufseiserne Balken gegen die Strebepfeiler der gegenüberliegenden Mauer abgestützt. Zur Vermehrung der Standsicherheit sind die Gewölbe unter 1 : 1/6 nach hinten geneigt und mit einer lotrecht abgegrenzten Betonschicht hinterfüllt. — Die Ausführung der Gewölbe und Strebepfeiler erfolgte in Backstein, die der Grundmauern in Beton.

10. Stützmauern mit Strebepfeilern und stehenden Gewölben bei Bahnhof Malsfeld (siehe Abb. 66 bis 66 *b*). Die vorstehend genannte Stützmauer grenzt den Bahnhof Malsfeld gegen die in östlicher Richtung liegende Bergisch-MärkischeBahn (Kassel-Bebra) ab. Der äufserst ungünstige Baugrund: teigiger Ton mit geneigt liegenden, stark wasserführenden Treibsandschichten, bedingte eine Anordnung von grofser Standsicherheit bei möglichst geringen Mauermassen, welche auch die Anlage einer zweckentsprechenden Entwässerung gestattete.

Abb. 66 bis 66 *b*. *Stützmauern mit Strebepfeilern und stehenden Gewölben bei Bahnhof Malsfeld.*

Abb. 66. Vorderansicht. Abb. 66 *a*. Querschnitt.

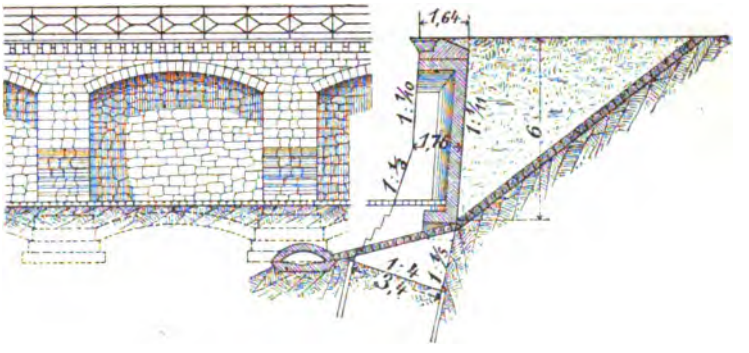
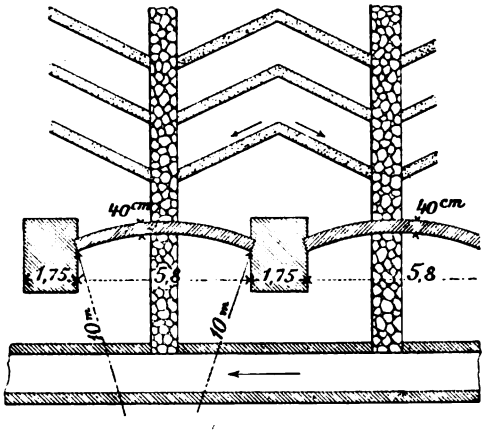


Abb. 66 *b*. Grundrifs.



Auf Grund dieser Bedingung wurde die vorliegende Zeichnung von dem damaligen Regierungsbaumeister Wilcke entworfen und kam im Laufe des Sommers 1878 zur Ausführung. Die Stützmauer besteht, wie aus den Abb. 66 u. 66*a* ersichtlich, aus Strebepfeilern mit dazwischen gespannten stehenden Gewölben von 5,8 m

Spannweite, 0,4 m Dicke und 10 m Halbmesser der inneren Wölblinie. Die Gewölbe ruhen auf Erdbögen, die ihr Widerlager an den Strebepfeilern finden und haben nach hinten zur Verringerung des Erddruckes die Neigung $1 : {}^1/_{11}$ erhalten. Oben sind dieselben durch Bögen überspannt, um den darüber liegenden Raum bis zur Vorderkante der Strebepfeiler nutzbar zu machen.

Die Grundmauer wurde des schlechten Baugrundes wegen bedeutend verbreitert und gegen Ausweichen durch eine Spundwand von 4,5 m Länge bei 12 cm Stärke gesichert. Entsprechend der Druckrichtung, gegen welche die Bausohle rechtwinkelige Lage erhielt, wurde die Spundwand unter $1 : {}^1/_5$ eingerammt.

Die Ausführung der Mauer erfolgte mit Ausnahme der Ecken und vorderen Teile der Gewölbe in Zyklopenmauerwerk, weil die Bearbeitung der zur Verfügung stehenden Steine, meist Findlinge, zu viel Abfall ergeben und bedeutende Herstellungskosten erfordert haben würde.

Zur Entwässerung des hinter der Stützmauer liegenden Erdreiches wurde in die äufsere Begrenzungsfläche der rechtsseitigen Schüttung ein Netz von Sickerkanälen mit Steinpackung gelegt, welche die aufgefangenen Wässer einem vor der Grundmauer angeordneten Abzugsgraben zuführten. Letzterer ist aus Zementbeton hergestellt und kostete für 1 m 16 M. 48 Pf., während ein aus Bruchsteinen von derselben lichten Weite und Höhe erbauter Durchlafs etwa 35 M. für 1 m erfordert haben würde. Die Hinterfüllung des Bauwerkes erfolgte in Schichten, welche eine Neigung auf die angrenzende Erdschüttung zu hatten.

a) Berechnung der Standsicherheit. α. Das obere Gewölbe. Dasselbe hat 6 m mittleren Krümmungshalbmesser, 40 cm Dicke und eine Übermauerung im Scheitel von 1,3 m Höhe. Der wagerechte Schub im Gewölbe beträgt daher, wenn das Gewicht von 1 cbm Mauerwerk zu 2400 kg angenommen wird: $H = 6 \,.\, 1{,}3 \,.\, 2400 =$ 18720 kg für 1 m der Tiefe, und dementsprechend die Beanspruchung im Gewölbescheitel:

$$s = \frac{18720}{40 \,.\, 100} = 4{,}68 \text{ kg/qcm}.$$

Das Gewicht des Gewölbes nebst Übermauerung berechnet sich zu:

$$G_1 = 5{,}8 \left(2 - \frac{2}{3} \,.\, 0{,}8\right) 1{,}2 \,.\, 2400 = 24480 \text{ kg}.$$

β. Das stehende Gewölbe. Nimmt man das Gewicht der Hinterfüllungserde zu 1600 kg/cbm und den natürlichen Böschungswinkel derselben zu $\varphi = 33°$ an, so folgt für den Erddruck auf das unter $1 : {}^1/_{11}$ nach hinten geneigte Gewölbe gemäfs Gleichung 11:

$$D = 0{,}11 \,\gamma \,h^2 = 0{,}11 \,.\, 1600 \,.\, 6^2 = 6340 \text{ kg}$$

f. d. lfd. m der Mauer.

Dieser Druck zerlegt sich in eine Kraft rechtwinkelig zum Gewölbe und in eine andere parallel zu demselben. Erstere beträgt für den unteren 1 m hohen Teil des Gewölbes

$$N = 0{,}11 \,\gamma \,(h^2 - h_1^2) \cos\varphi = 0{,}11 \,.\, 1600 \,(6^2 - 5^2) \,0{,}839 = 1620 \text{ kg}$$

f. d. lfd. m und erzeugt im Gewölbe die Normalpressung, da der mittlere Halbmesser desselben $r = 10{,}2$ m und die Dicke gleich 40 cm ist:

$$n = \frac{r \,.\, 1620}{40 \,.\, 100} = \frac{10{,}2 \,.\, 1620}{4000} = 4{,}1 \text{ kg/qcm}.$$

Der in die hintere Wandfläche des Gewölbes fallende Teil von D wird von demselben auf den Erdbogen übertragen.

Das Gewicht des Gewölbes hat die Gröfse $G_2 = 6 \,.\, 5{,}8 \,.\, 0{,}4 \,.\, 2400 = 33400$ kg und der auf jeden Strebepfeiler wirkende Erddruck:

$D_1 = D \,.\, (5{,}8 + 1{,}75) = 6340 \,.\, 7{,}55 = 47970$ kg (über dem Gelände),

$D_2 = 1{,}5 \,.\, 1{,}75 \,.\, 3 \,.\, 1600 = 12600$ kg (unter dem Gelände).

γ. Der Erdbogen. Derselbe liegt in einer unter $1 : {}^1/_{11}$ geneigten Ebene und erhält in Richtung der letzteren folgende metrische Belastungen:

1. Durch das Eigengewicht des stehenden Gewölbes $6 \,.\, 0{,}4 \,.\, 2400 =$ 5760 kg
2. Durch die Seitenkraft des Erddruckes D, welche in die Richtung von $1 : {}^1/_{11}$ fällt: $D \sin\varphi = 6340 \,.\, 0{,}545 =$ . . . . . 3450 „
3. Durch das Eigengewicht des Erdbogens $0{,}4 \,.\, 0{,}8 \,.\, 2400 =$ . . 770 „

Summe . . 9980 kg

Der Erdbogen hat 6,2 m mittleren Krümmungshalbmesser, 0,4 m Dicke und 0,8 m Länge. Es wirkt sonach in demselben ein wagerechter Schub: $H = 6{,}2 \,.\, 9980 = 61880$ kg (abger.) und eine Scheitelpressung $s = \frac{61880}{40 \,.\, 80} = 19{,}3$ kg/qcm.

Für das Gewicht des Erdbogens einschliefslich seiner Übermauerung ergibt sich:

$$G_3 = 0{,}8 \,.\, 5{,}8 \left(1{,}04 - \tfrac{2}{3} 0{,}64\right) 2400 = 6830 \text{ kg (abger.)}.$$

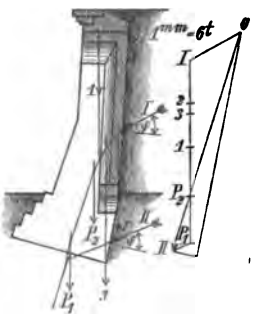
δ. Die Strebepfeiler. Als Gewichte ergeben sich für:

1. Das Grundmauerwerk des Pfeilers $P_1 = 2{,}4 \,.\, 2{,}2 \,.\, 2{,}73 \,.\, 2400 =$ . . 34560 kg
2. Das aufgehende Mauerwerk $P_2 = 6 \,.\, 1{,}8 \,.\, 1{,}75 \,.\, 2400 =$ . . 45360 „

Gesamtgewicht $P =$ . . 79920 kg

Trägt man die auf den Strebepfeiler wirkenden Kräfte in dem Kräfteplane Abb. 66 *d* zusammen und zeichnet im Querschnitte Abb. 66 *c* die Mittellinie des Druckes, so schneidet dieselbe die Pfeilergrundfläche rechts von der Mitte. Die Normalpressung ist mithin an der Hinterkante der Grundfläche gröfser als an der Vorderkante und zwar ergibt sich für erstere

Abb. 66 *c*. Abb. 66 *d*.



$$n_1 = \frac{180000}{2{,}75 \,.\, 3{,}4} \left(1 + \frac{1}{6} \frac{0{,}32}{3{,}4}\right) = 19560 \text{ kg/qcm}$$

$$= 2 \text{ kg/qcm (abger.)}$$

und für letztere

$$n = \frac{180000}{2{,}75 \,.\, 3{,}4} \left(1 - \frac{1}{6} \frac{0{,}32}{3{,}4}\right) = 18960 \text{ kg/qcm}$$

$$= 1{,}9 \text{ kg/qcm (abger.)}$$

Damit die Mittellinie in der Mitte der Grundlinie austritt, mufs der Erddruck auf den Pfeiler sich auf das $1{}^1/_2$fache steigern. Die Mauer bietet also eine grofse Standsicherheit selbst dann, wenn der Erddruck infolge einer Störung in der Entwässerung der Hinterfüllung erheblich gröfser als in der Berechnung angenommen werden sollte.

b) Kostenberechnung. Laut Abrechnung setzen sich die Kosten der in Rede stehenden 47,8 m langen Stützmauer wie folgt zusammen:

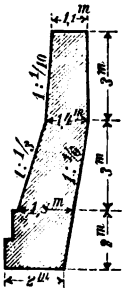
I. Arbeitslohn.

96,2	cbm	Grundmauerwerk, je 2,5 M.	240 M.
206,7	„	aufgehendes Mauerwerk, je 3 M.	620 „
96,0	„	Gewölbemauerwerk, je 6 M.	576 „
		Summa . .	1436 M.

II. Mauermaterialien.

Bruchstein	1,25 . 398,9 je 6 M.	2992 M.
Kalk	0,12 . 398,9 je 15 M.	718 „
Sand	0,24 . 398,9 je 3 M.	287 „
	Summe . .	3997 M.

Abb. 67.



Hiernach betragen die Kosten f. d. lfd. Meter der Mauer

$$\frac{1436 + 3997}{47{,}8} = 114 \text{ M.}$$

Hätte man der Stützmauer den Querschnitt Abb. 67 gegeben, so würden sich die Kosten auf rund 161 M. für das Meter belaufen, mithin um 47 M. für das Meter höher gestellt haben. Ein noch gröfserer Preisunterschied würde sich bei Mauern mit den üblichen trapezförmigen Querschnitten im Vergleiche zu der besagten Stützmauer ergeben haben.

11. Stützmauern aus Stampfbeton an der Villa Henschel in Kassel (Abb. 1 bis 1°, Taf. XI). Die Mauer grenzt das Grundstück der Villa Henschel gegen die Frankfurter Strafse in Kassel ab. Das Gelände besteht bis auf die halbe Mauerhöhe aus Kalkfelsen und darüber aus einer Aufschüttung. Beim Entwurfe der Mauer war der Gesichtspunkt mafsgebend, den Kalkfelsen möglichst frei in die Erscheinung treten zu lassen und dem Bergwasser freien Abzug zu gestatten. Man löste daher die Mauer in einzelne, in den Felsen tretende, oben durch Gewölbe verbundene Pfeiler auf und stützte die Aufschüttung zwischen denselben durch Spannbogen *E F G H* (Abb. 1 u. 1ᵇ, Taf. XI) und darauf errichtete Spannmauern *G H J K*.

Die Spannbogen und Spannmauern wurden nach Ausführung der Pfeiler eingefügt; erstere sind eisenverstärkt, letztere mit nischenartigen Aussparungen versehen. Zur Verhütung von Bewegungen hat man die Pfeiler der Hauptmauer durch kräftige Anker mit dem Gebirge verbunden und gegen Rifsbildungen durch eingelegte Eisen gesichert.

Die Spannmauern sind im Grundrifs nach einem Kreisbogen von 14,5 m Halbmesser gewölbt, haben 3,46 m Höhe und treten stumpf gegen die Pfeiler, ohne sich mit den Hauptgewölben zu verbinden, so dafs sie letztere an einer Bewegung nach oben oder unten nicht hindern. Ebenfalls ohne Verbindung mit den Hauptgewölben stehen die mit den Spannmauern angeordneten Flachbogengewölbe *L N M* (Abb. 1) von 10,40 m Spannweite, 2,00 m Pfeilhöhe und 2,1 m Tiefe. Der zwischen beiden verbleibende Raum wird zum Teil von der durch Grottensteine befestigten Hinterfüllungserde eingenommen, in welche Schlinggewächse zur Belebung der Mauer gepflanzt sind.

Trennungsfugen sind auch in den Ecken der Pfeilervorlagen an den Stirnmauern angeordnet und durch das Hauptgesims weiter geführt (*G P*, *H Q*, Abb. 1), um jedwede Rifsbildung zu vermeiden. Um diese Fugen von vornherein zu bilden, hat man die Spanngewölbe und Mauern erst nach vollständiger Erhärtung des Pfeilerbetons ausgeführt. Wie man beobachtet hat, öffnen und schliefsen sich diese Fugen je nach dem Wechsel der Temperatur. Für Entwässerung der Mauer und Abhaltung der Feuchtigkeit ist dadurch ausreichende Vorsorge getroffen, dafs unterhalb am Fufse der Spannmauern zwischen diesen und dem Felsen Gerinne angelegt sind, aus welchen das Wasser nach aufsen geleitet wird; ferner haben die Rückenflächen der Mauer oberhalb und seitlich einen Überzug von Asphalt mit einem mehrmaligen Teeranstrich erhalten.

Sämtliche Teile der Mauer bestehen aus Zementbeton, den man in folgenden Mischungen (Raumteilen) verwandte:

1 Zement, 3 Fuldasand und Basaltgrus, 4,5 Fuldakies für die Pfeiler, Gewölbe, Spann- und Stirnmauern u. s. w.

1 Zement, 4 Sand, 6 Kies für die Hintermauerung der Gewölbe und die sonstigen Mauerteile (vergl. S. 373).

Die Druckbeanspruchung des Betons beträgt höchstens 8 **kg/qcm** in den Pfeilern und Spannmauern, 5,3 **kg/qcm** in den Gewölben; ferner diejenige des felsigen Baugrundes 7,5 **kg/qcm.**

Nach dem Abnehmen der Formen, welche Arbeit erst nach Vollendung der ganzen Mauer stattfand, wurden von Steinmetzen sämtliche Ansichtsflächen je nach ihrer architektonischen Bedeutung geflächt, scharriert, gespitzt oder bossiert. Hierdurch kam die äufsere, aus Pochkies und Zement bestehende Deckschicht voll zur Geltung und wurden auch die sonst dem Beton anhaftenden störenden Luftrisse zum gröfsten Teil entfernt. Das Aussehen der Mauer ist ein monumentales und ähnelt in Struktur und Farbe demjenigen des Granits.

Der Entwurf der Mauer stammt von den Architekten Karst und Fanghänel in Kassel und der Aktiengesellschaft B. Liebold & Co. in Holzminden, welch letzterer auch die Gesamtausführung oblag.[6])

12. Stützmauer an der Hochstrafse beim Bahnhof Gesundbrunnen (Berliner Ringbahn) (Abb. 2 bis 2^d, Taf. XI). Diese aus Ziegeln ausgeführte Mauer besteht aus Pfeilern, welche 5 **m** im Lichten voneinander abstehen und durch je zwei stufenförmig untereinander angebrachte Flachbogengewölbe überdeckt sind (Abb. 2 u. 2^c). Das obere, 2 **m** tiefe Gewölbe (rechtwinkelig zur Bildebene, Abb. 2, gemessen) ist an der Hinterseite durch eine 2 Stein starke Schildmauer geschlossen. Letztere ruht auf dem unteren, 3,73 **m** tiefen Gewölbe und folgt in der Oberkante der Steigungslinie der Hochstrafse. Zwischen den Zwickeln der oberen Gewölbe befindet sich eine bis zur Schildmauer reichende und durch einen Flachbogen überspannte Aussparung.

Die sandige Aufschüttung der Strafse tritt in die einzelnen Öffnungen zwischen den Pfeilern mit einer unter 1 : 0,72 geneigten Böschung, zu deren Befestigung eine Ziegelrollschicht mit Kiesunterbettung dient. Der obere, in der Mittellinie rd. 5,5 **m** lange Teil dieser Abdeckung stützt sich gegen $1^1/_2$ Stein starke, in der Böschung liegende und gegen die Pfeiler sich stemmende Bogen, während der Fufs des verbleibenden, rd. 1,5 **m** langen unteren Teiles der Abdeckung auf senkrechten, von den Pfeilerfundamenten ausgehenden, ebenso starken Bogen ruht. Durch diese Anordnung ist der auf wagerechte Ausbiegung der letzteren Bogen wirkende Schub der Abdeckung auf eine geringe Gröfse herabgemindert.[7])

13. Stützmauer mit Strebepfeilern in der Great-Western-Bahn (Abb. 3 u. 3^a, Taf. XI). Zwischen den Strebepfeilern sind Gewölbe unter 1 : 2 angeordnet, welche sich einerseits gegen die Berglehne, an welcher die Mauer erbaut ist, andererseits gegen die Pfeiler stützen. Hierdurch hat man erreicht, dafs der auf dem Teile ABC des Gewölbes lastende Normaldruck unmittelbar auf den Baugrund und nur der übrig bleibende auf die Strebepfeiler übertragen wird.

[6]) Vergl. Deutsche Bauz., Beiblatt „Mitteilungen über Zement, Beton und Eisenbeton", 1904, S. 25.

[7]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1903, Atlas, Blatt 33 u. 34, Abb. 3 bis 7.

14. Hollstein's offene patentierte Stützmauer (Abb. 68 u. 68*a*). Dieselbe besteht aus gleich weit voneinander abstehenden Pfeilern, welche durch eine Schar von übereinander angeordneten Bögen gleichen Krümmungshalbmessers miteinander verbunden sind. In die so zwischen den Bögen gebildeten Öffnungen tritt die Hinterfüllungserde unter ihrem natürlichen Böschungswinkel, bezw. ist dieselbe durch eine Steinpackung mit entsprechend steilerer Böschung ersetzt. Die Hollstein'sche Mauer bietet also den Vorteil, dafs ein Teil des zur Standsicherheit erforderlichen Gewichtes durch Erdreich bezw. eine Steinpackung erzeugt wird.

Abb. 68 u. 68*a*. *Hollstein'sche Stützmauer.*

Abb. 68. Querschnitt.

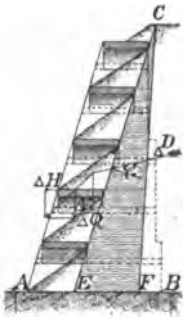
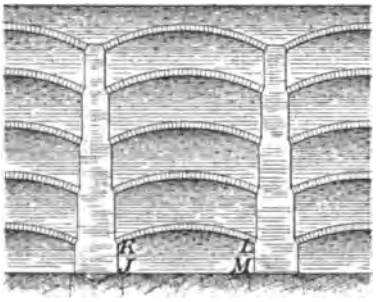


Abb. 68*a*. Vorderansicht.



Anstatt der gemauerten Bögen kann man auch hölzerne oder eiserne Bühnen (z. B. solche aus alten Eisenbahnschienen) verwenden und anstatt der Pfeiler Gerüste aus Holz oder Eisen; jedoch dürften sich diese Anordnungen nur für vorübergehende Zwecke empfehlen. Die genannten Bögen sind sorgfältig mit Asphaltfilz oder mit einer Zementmörtel- bezw. Asphaltschicht abzudecken und in den Kämpfern mit Abwässerung zu versehen, damit hier das Sickerwasser nicht stehen bleiben könne.

Was die Standsicherheit der Hollstein'schen Mauer anlangt, so ist dieselbe ähnlich wie diejenige einer ebenen Stützmauer mit Strebepfeilern zu beurteilen. Denkt man sich durch die hinteren Bogenscheitel die Ebene CE (Abb. 68) gelegt, so ist der Druck auf diese ebenso grofs wie auf eine Mauerfläche derselben Neigung.

Bezeichnet nun:

D den metrischen Erddruck auf die Ebene CE in **kg**,
l den mittleren Abstand der Pfeiler, von Innenkante zu Innenkante gemessen, in Metern,
F die Fläche $JKLM$ zwischen der inneren Leibung des untersten Bogens und der Geländelinie JM in **qm**,
a die mittlere Höhe des Erdprismas, welches den Erddruck auf die Fläche $JKLM$ mifst, in Metern,
γ das Gewicht von 1 **cbm** Erde in **kg**,
φ den natürlichen Böschungswinkel der Erde,

so übertragen die sich beiderseits an den Pfeiler schliefsenden Bögen einen Erddruck auf denselben, welcher die Gröfse $Dl - Fa\,.\,\gamma$ hat und unter dem Winkel φ zur Normalen CE wirkt. Zu diesem Erddrucke kommt noch der unmittelbar auf der Hinterfläche des Pfeilers lastende.

Vereinigt man diese beiden Erddrücke mit dem Eigengewichte des Pfeilers, vermehrt um das Gewicht der Bogen nebst Überschüttung zwischen zwei benachbarten Pfeilern, so mufs die Mittelkraft die Pfeilergrundfläche innerhalb des mittleren Drittels schneiden und mit dem Lote derselben einen Winkel einschliefsen, der kleiner als der betreffende Reibungswinkel ist.

Auf jeden Bogen wirkt, wie leicht aus den zugehörigen Druckfiguren zu ersehen, f. d. lfd. **m** ein gewisser Erddruck ΔD, welcher vom Scheitel nach dem Kämpfer all-

mählich zunimmt. Setzt man diesen mit dem zugehörigen metrischen Gewichte des Bogens und seiner Überschüttung zusammen, so erhält man eine senkrechte Kraft, welche den Bogen belastet, und eine wagerechte, die ausbiegend und umstürzend auf denselben bezüglich seiner Sehne wirkt. Der Bogen ist nun so stark zu konstruieren, dafs er diesen Kraftwirkungen genügend widerstehen kann.

Der Mauerwerksaufwand für die Hollstein'sche Stützmauer ist, verglichen mit demjenigen für die gewöhnlichen trapezförmigen Stützmauern, ein erheblich geringerer; dagegen bietet dieselbe den zerstörenden Einflüssen der Witterung mehr Flächen und hat ein höchst unvorteilhaftes Aussehen. Die fragliche Mauer dürfte sich daher mehr für vorübergehende Stützmaueranlagen und zwar in der Ausführung empfehlen, bei welcher die Gewölbe durch hölzerne oder eiserne, gegeneinander abgestempelte Bühnen ersetzt sind.

15. Stützmauern aus Eisenbeton. Um den Stützmauern möglichst geringe Dicken geben zu können und dadurch an Kosten zu sparen, hat man dieselben neuerdings aus Eisenbeton nach Monier oder Hennebique ausgeführt. Bei der Monier'schen Bauweise werden in den Beton ein oder mehrere Gitter gelegt, bestehend aus rechtwinkelig sich überkreuzenden und an den Überkreuzungsstellen miteinander verbundenen Rundeisen oder Drähten; bei Hennebique besteht dagegen die Eiseneinlage aus Rundeisen und Bügeln, welch letztere um die Eisen geführt, bezw. an den Enden im Beton umgebogen sind.

Als Querschnitt für die in Rede stehenden Mauern hat man meistens den winkel- oder ⊥förmigen gewählt und zur Erhöhung der Standsicherheit in bestimmten Abständen eiserne Verankerungen oder Strebepfeiler in Eisenbeton hinzugefügt.

1. Winkelförmige Stützmauern der Bauart Monier.[8]) Von den Ingenieuren J. Lehman und Kristen Möller ist der in Abb. 69 (S. 388) dargestellte Querschnitt bis zu 3,5 m Gesamthöhe (von der Bausohle bis Maueroberkante gemessen) vielfach in Dänemark für Stützmauern von Eisenbahndämmen und Bahnsteigen verwandt.

Die durch das Biegungsmoment des Erddruckes in der Mauer erzeugten Zugspannungen werden auf je rd. 0,20 m Mauerlänge durch stehende Rundeisen aufgenommen, welche den Innenkanten des Querschnitts in rd. 0,03 m Abstand parallel laufen. Das je zweite Rundeisen geht am Vereinigungspunkt C beider Mauerschenkel aus dem einen Schenkel in den anderen mit Hilfe einer Schleife über, während das dazwischen liegende Eisen der Ausrundung folgt.

Die sogenannten Verteilungseisen $F F_1$ u. s. w. liegen wagerecht in der Längenrichtung der Mauer.

Eine Mauer vorstehender Anordnung wirkt auf die Bausohle ganz wie eine gewöhnliche Stützmauer. Der an der Vorderkante A des Fundamentes gegen die Bausohle wirkende Einheitsdruck kann jedoch durch Verbreiterung des wagerechten Mauerschenkels nach hinten oder vorn viel leichter ohne wesentliche Mehrkosten bis auf jeden geboten erscheinenden kleinen Wert herabgezogen werden, als bei einer gewöhnlichen Stützmauer. Im Falle eines weniger tragfähigen Baugrundes ist dieses von besonderer Wichtigkeit.

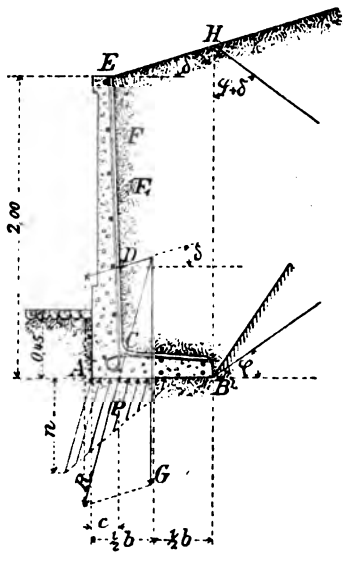
Ein weiterer Vorteil der in Rede stehenden Mauer besteht darin, dafs man dieselbe fabrikmäfsig in kurzen Längen herstellen und auf dem Bauplatze stückweise zu der vorgeschriebenen Mauerlänge zusammensetzen kann.

[8]) Vergl. Beton und Eisen 1902, Heft V, S. 35.

Die Baukosten der von den oben genannten Ingenieuren ausgeführten winkelförmigen Eisenbetonmauern stellten sich rund 30% niedriger als diejenigen der gewöhnlichen Betonmauern. Man befürchtete, der Frost werde diese dünnen Mauern durchdringen und einen gefährlich vergrößerten Druck der gefrorenen Hinterfüllungserde veranlassen; es wurden jedoch bis jetzt dahin gehende Wahrnehmungen nicht gemacht. Immerhin wird man bestrebt sein müssen, eine gute Entwässerung der Hinterfüllung herbeizuführen, damit kein Gefrieren derselben eintreten könne.

a) Berechnung der vorstehenden, in Eisenbeton ausgeführten Stützmauern. Was zunächst den Einheitsdruck an der Vorderkante (A) des Fundamentes anlangt, so hat man zur Bestimmung desselben das auf der Grundfläche (AB) eines gegebenen Mauerstückes lastende Gewicht (G) an Mauerwerk und Hinterfüllung ($EHBC$) zu berechnen, mit diesen den zugehörigen Erddruck (D) zu einer Mittelkraft (R) zu vereinigen und den Durchgangspunkt P letzterer in der Grundlinie AB aufzusuchen.

Abb. 69.



Den Erddruck (D) nimmt man hierbei (gemäfs der Lehre vom Erddruck im unendlichen Erdkörper) parallel zur Oberfläche des abgestützten Erdkörpers an, da der zur Mauer gehörige Hinterfüllungskörper ($EHBC$) und das angrenzende Erdwerk kein Bestreben haben, sich aneinander zu verschieben. Man hat demgemäfs die Stellungslinie (vergl. § 3) unter dem Winkel $\varphi + \delta$ an die Linie HB in H anzutragen, sofern φ den natürlichen Böschungswinkel der Erde und δ den Neigungswinkel der Geländelinie EH zur Wagerechten bezeichnen.

Ist nun für einen 1 cm langen Mauerstreifen:

R die erwähnte Mittelkraft in kg;
β der Winkel von R mit dem Lote auf die Mauergrundfläche;
b die Breite letzterer Grundfläche in cm;
c, e der Abstand des Durchgangspunktes P von der Vorderkante bezw. Mitte der Grundfläche in cm;
n die gesuchte Bodenpressung in kg/qcm,

so folgt nach den Gleichungen 45 und 47, da $N = R\cos\beta$; $a = 1$ cm:

$$n = \frac{2R\cos\beta}{3c}, \text{ wenn } c \leq \frac{b}{3},$$

$$n = \frac{R\cos\beta}{b}\left(1 + \frac{6e}{b}\right), \text{ wenn } e \leq \frac{b}{6}.$$

b) Berechnung der Mauerdicke und der Spannungen im Beton und Eisen. Wir nehmen zur Sicherheit an, dafs die durch das Moment des Erddruckes in einem beliebigen wagerechten Querschnitt KL (Abb. 70) erzeugten Biegungsspannungen auf der Zugseite OL des Querschnittes allein durch die Eiseneinlagen aufgenommen werden; ferner setzen wir voraus, dafs der genannte Querschnitt auch nach der Formänderung der Mauer eine Ebene bildet. Bezeichnen nun für ein 1 cm langes Mauerstück (rechtwinkelig zur Bildebene gemessen):

σ die Druckspannung des Betons an der Vorderkante K in kg/qcm;
σ' die Zugspannung der Eiseneinlagen in kg/qcm;
E, E' die Elastizitätszahl des Betons, bezw. Eisens in kg/qcm;

F', v den Querschnitt jeder der senkrechten Eiseneinlagen, bezw. deren Abstand in qcm bezw. cm;

a den Abstand der Eiseneinlagen von der Innenkante des Querschnittes in cm;

x den Abstand der Null-Linie des Querschnittes von der Aufsenkante in cm;

M das Biegungsmoment des Erddruckes in Bezug auf den Schnittpunkt der Schwerlinie mit dem Querschnitt für 1 cm Mauerlänge in cm/kg;

d die Mauerdicke an der Querschnittsstelle in cm,

so folgt aus dem Gesagten:

$$F'\sigma' = \frac{1}{2} x v \sigma;$$

$$\sigma = \frac{E}{E'} \frac{x}{d-a-x} \sigma';$$

$$M = \frac{\sigma x^2}{3} + \frac{F'\sigma'}{v}(d-a-x).$$

Die Vereinigung dieser Gleichungen liefert, sofern man $\frac{E'}{E}\frac{\sigma}{\sigma'} = m$ setzt, das Ergebnis:

$$\left.\begin{aligned} v &= F'\sigma'\sqrt{\frac{6+4m}{3mM\sigma}};\quad d = a + 2\frac{m+1}{m}\frac{F'\sigma'}{v};\\ x &= \frac{m}{m+1}(d-a) \end{aligned}\right\} \quad 115.$$

Abb. 70.

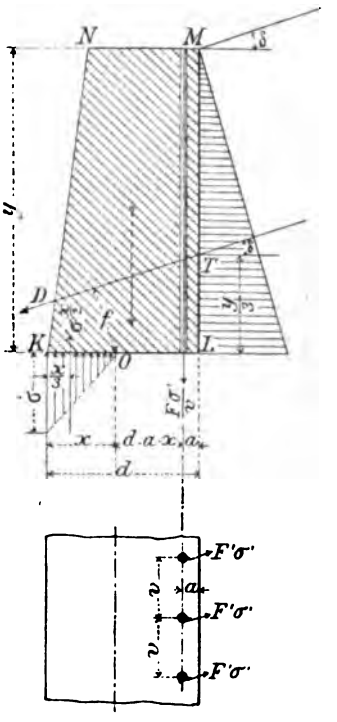


Abb. 70 a.

Setzt man $\frac{E'}{E} = 15$; $\frac{\sigma}{\sigma'} = \frac{30}{900} = \frac{1}{30}$, mithin $\frac{E'}{E}\frac{\sigma}{\sigma'} = m = \frac{1}{2}$, so folgt:

$$\left.\begin{aligned} v &= F'\sigma'\sqrt{\frac{16}{3M\sigma}};\quad d = a + 6\frac{F'\sigma'}{v}\\ x &= \frac{1}{3}(d-a) \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 116.$$

Für die Spannung im Beton und Eisen einer ausgeführten Mauer der vorstehenden Art ergibt sich, wenn man zur Abkürzung $\frac{E'}{E} = n$ setzt:

$$\left.\begin{aligned} x &= \frac{nF'}{v}\left[-1+\sqrt{1+\frac{2v(d-a)}{nF'}}\right];\\ \sigma &= \frac{2M}{x\left(d-a-\frac{x}{3}\right)};\quad \sigma' = \frac{Mv}{F'\left(d-a-\frac{x}{3}\right)} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 117.$$

Letztere Gleichungen wollen wir unter den folgenden Voraussetzungen auf die Stützmauer Abb. 69 anwenden und zwar auf den 1,25 m unter der Mauerkrone gelegenen Horizontalschnitt der Breite $d = 13$ cm:

Neigungswinkel der Oberfläche der Hinterfüllung $\delta = 18°$;
natürlicher Böschungswinkel der Hinterfüllung $\varphi = 33°$;
Gewicht derselben $\gamma = 1800$ kg/cbm;
Durchmesser der stehenden Rundeisen = 1 cm, also $F' =$ rd. 0,8 qcm;
Abstand derselben voneinander $v = 20$ cm;
desgl. von der Hinterkante der Mauer $a = 3$ cm;
Verhältnis der Elastizitätszahlen des Eisen und Betons $n = \frac{E'}{E} = 15$.

Nehmen wir noch den auf den 1,25 m hohen Mauerteil wirkenden Erddruck D als parallel zur Geländefläche wirkend an, so ergibt sich:

$D = 6$ kg/cm;

Hebelarm f des Erddruckes bezüglich der Querschnittsmitte $= 45$;

$M = f D \cos\delta = 45 \,.\, 6 \,.\, 0{,}95 = 257$ cm/kg für 1 cm Länge des Mauerteiles:

$$x = \frac{15 \,.\, 0{,}8}{20}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \,.\, 20\,(13-3)}{15 \,.\, 0{,}8}}\right] = 2{,}9 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{2 \,.\, 257}{2{,}9\left(13 - 3 - \frac{2{,}9}{3}\right)} = 19{,}7 \text{ kg/qcm}; \quad \sigma' = \frac{257 \,.\, 20}{0{,}8\left(13 - 3 - \frac{2{,}9}{3}\right)} = 712 \text{ kg/qcm}.$$

Streng genommen treten zu diesen Spannungen noch die durch das Mauergewicht und den senkrechten Teil des Erddruckes ($D \sin\delta$) hervorgerufenen Druckspannungen. Dieselben sind aber so klein, dafs sie unberücksichtigt bleiben können.

Bei winkelförmigen Mauern von 3,3 m Höhe über dem Fundamente haben Lehman und Möller die beiden Schenkel durch eingelegte eiserne Böcke in Abständen von je 1,7 m miteinander verankert (s. Abb. 5 bis 5^b, Taf. XI). Die Böcke bestehen aus alten Eisenbahnschienen und sind mit dem unteren Ende und dem Ständer in den Beton eingebettet. Zu ihrer Verankerung mit dem Fundamente dienen Schienen gleicher Art, welche durch die Zwickel bei C (Abb. 5) gesteckt und miteinander verlascht sind.

Die Vorderwand der Mauer bildet eine durchlaufende Monierplatte, deren Zugeisen in je 9 cm Abstand parallel übereinander liegen und im Grundrisse der Biegungslinie der Wand folgen. An Verteilungseisen sind zwischen je zwei Böcken 7 stehende, mit den Zugeisen an den Überkreuzungsstellen durch Draht verbundene Rundeisen vorhanden.

In statischer Beziehung ist die Vorderwand als ein durchlaufender, von den Strebeböcken gestützter Träger zu betrachten, dessen freie Durchbiegung von der einen Seite durch seinen Zusammenhang mit dem Mauerfundamente gehindert ist. Da sich ein derartig eingespannter Träger bei dem jetzigen Stande der Wissenschaft nicht genau berechnen läfst, wollen wir zur Ermittelung der Abmessungen und Beanspruchung der Mauer vereinfachende und dabei genügend sichere Rechnungsannahmen machen.

Abb. 71.

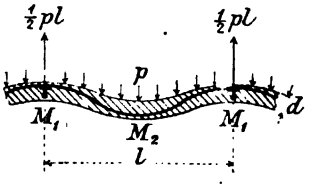
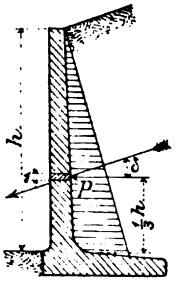


Abb. 71 a.



Wir vernachlässigen demgemäfs den Zusammenhang der Vorderwand mit dem Fundamente und nehmen an, dafs die am stärksten beanspruchte Beton- und Eisenschicht in ein Drittel der Mauerhöhe über dem Fundamente liegt (vergl. § 28). Die Schichthöhe nehmen wir zu 1 cm an und bezeichnen mit (s. Abb. 71):

l den Abstand der Strebeböcke von Mitte zu Mitte in cm;

p die wagerechte Belastung der Schicht durch den Erddruck in kg/cm;

M_1, M_2 das auf die Mauerschicht wirkende Biegungsmoment über den Stützen, bezw. in der Mitte zwischen denselben in cm/kg;

es ergibt sich dann nach der Theorie des durchlaufenden Trägers mit gleich hoch liegenden Stützen:

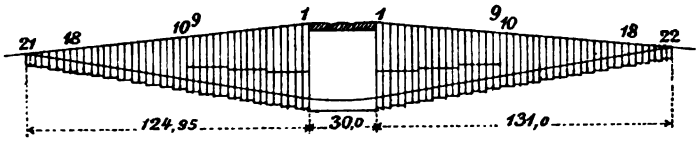
$$\left.\begin{aligned} M_1 &= \frac{1}{12}\, pl^2 \\ M_2 &= \frac{1}{24}\, pl^2 \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 119.$$

Von diesen beiden Momenten ist das erstere für die nach den Gleichungen 115 bezw. 116 zu berechnenden Abmessungen der Vorderwand maſsgebend.

Die Stabkräfte in den Strebeböcken ermittelt man am einfachsten auf zeichnerischem Wege.

2. Stützmauer in ⊥-Form der Bauart Hennebique (Abb. 4 bis 4e, Taf. XI). Die dargestellte Mauer faſst einen 14 m breiten Weg ein, welcher von einer im Zuge der Jena-Brücke errichteten kurzen Straſsenbrücke aus nach beiden Seiten zum Quai Debilly unter 1 : 40 herabführt, um von hier während der Weltausstellung im Jahre 1900 den unmittelbaren Zugang zum Trocadero im Marsfelde zu ermöglichen. Das Baugelände des Weges hat nach der Brücke zu ein Gefälle von rund 1 : 40, weshalb die Ansichtsflächen der die beiden Wegerampen abschlieſsenden Mauern (ungefähr) gleichschenkelige Dreiecke bilden. Letztere haben als Hauptabmessungen 5,5 . 125 (rd.) bezw. 5,5 . 131 m (s. Abb. 72).

Abb. 72.



Die Stützmauer ist in all ihren Teilen aus Eisenbeton hergestellt und besteht aus einer 9 bis 12 cm dicken, senkrechten Wand mit Strebepfeilern an der Hinterseite in Abständen von 1,5 bis 3,0 m. Als Fundament dient eine ebenso dicke Platte, welche gegen die Vorderseite der Wand vortritt, um den Druck auf die Fundamentsohle herabzuziehen. Der vortretende Plattenteil wird unter dem Gelände durch oben abgeschrägte, in Richtung der Strebepfeiler angebrachte Rippen gegen die Vorderwand ausgesteift. Entsprechend der Geländeneigung ist das Fundament der linken Rampenmauer in 21, das der rechten in 22 Stufen von je 0,2 m Höhe und 6,0 m Länge abgetreppt. Auf die Länge einer bestimmten Anzahl dieser Stufen zeigt der Mauerquerschnitt gleiche Form; so gelten für die Querschnitte innerhalb der Stufen 1 bis 9 bezw. 10 bis 18 und 19 bis 22 die Abbildungen 4c (Taf. XI), bezw. 4b und 4, 4a.

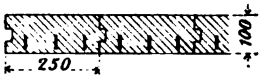
Eine besondere Anordnung haben die Strebepfeiler der zu den Stufen 1 bis 9 gehörigen Mauer (Abb. 4c). Dieselben sind in halber Höhe durch wagerechte, 1,2 m breite Platten (*A B*) verbunden und verlaufen von hier nach unten gemäſs einem 0,53 m breiten Rechteck und nach oben gemäſs einem Trapeze von 0,3 m oberer und 1,53 m unterer Breite. Durch das Gewicht der auf den Platten stehenden Erdkörper wird in einfacher Weise das auf die Strebepfeiler wirkende Umsturzmoment zum gröſsten Teile vernichtet. Was die Eiseneinlage anlangt, so besteht dieselbe in der Vorderwand aus einem senkrechten und in der Grundplatte aus einem wagerechten Netze sich überkreuzender Rundeisen von 8 mm Stärke. In den Strebepfeilern sind je 2 Netze dieser Eisen angeordnet, von denen die eine Stabschar wagerecht liegt, während die andere aus der Senkrechten allmählich in die Neigung der Hinterseite des Strebepfeilers übergeht. Aufser den genannten Stäben sind noch Bügel vorhanden, welche einzelne der Rundeisen in der richtigen Lage erhalten.[9])

[9]) Vergl. Nouv. ann. de la constr. 1900, 5. Série, Tome VII, Mai, S. 66.

16. Kaimauer am neuen Winterhafen in Dresden-Friedrichstadt (Abb. 6 u. 6ª, Taf. XI). Der Unterbau der Mauer besteht aus einzelnen in Stampfbeton ausgeführten Pfeilern, welche auf 3 Quaderschichten von 6,0 m Länge, 5,4 m Breite und 1,5 m Gesamthöhe ruhen. Der Beton ist in den Aufsenflächen mit 1 Stein starken gerauhten Eisenklinkern[10]) verkleidet und hat folgende Zusammensetzung: 1 Zement, 1 Kalk, 5 Sand, 7 Steinschlag in Raumteilen. Zur Verbindung der Pfeiler dienen Gewölbe aus Eisenschmelzklinkern mit Betonausgleichung in den Zwickeln.

Die Mauer über dem Gewölbe ist bis auf 0,7 m Höhe aus Beton mit Klinkerverblendung und darüber in der Hauptsache aus Granitbruchsteinen in Zementkalkmörtel (1 Zement, $^1/_2$ Kalk, 5 Sand) hergestellt. Zur Kostenersparnis hat man in demselben zwei übereinander anliegende Aussparungen angeordnet und mit Sparbeton (1 Zement, 1 Kalk, 8 Sand, 12 Steinschlag) gefüllt. Im oberen Teile der Mauer ist ein begehbarer Kanal von 1,65 m mittlerer Höhe und 0,9 m Breite angelegt für die Aufnahme der zum Hafenbetriebe erforderlichen Leitungen (für Wasser, elektrische Kabel u. s. w.). Die Abdeckung des Kanales erfolgt durch eisenverstärkte Zementdielen (Abb. 73), Patent Paul Stolte, Genthin: 3 Flacheisen von 3 . 40 mm Querschnitt auf eine Diele von 250 mm Breite und die Entwässerung mit Hülfe einer Längsrinne, aus der in je 80 m Abstand 75 mm weite, mit Klappenverschlufs versehenen Steingutröhren das Wasser nach dem Hafenbecken leiten.

Abb. 73.



Der Raum zwischen je zwei Pfeilern ist an der Hinterseite durch alte, 0,26 m übereinander eingemauerte Eisenbahnschienen, welche eine Steinpackung abstützen, geschlossen. Den stetig nachquellenden Grundwässern ist auf diese Weise der freie Abfluſs zum Hafen ohne eine Fortführung der Hinterfüllung gestattet.

Um den von den Temperaturunterschieden hervorgerufenen Bewegungen der Mauer Rechnung zu tragen, ist dieselbe über die Mitte jedes 10ten Gründungspfeilers in ganzer Höhe mit einer senkrechten, 15 mm weiten offenen Fuge versehen, welche an der hinteren und vorderen Seite der Mauer durch Zementmörtel geschlossen ist.[11])

17. Kaimauer im Hafen zu Breslau (Abb. 7, Taf. XI). Der unter Niedrigwasser liegende Teil dieser Mauer besteht ganz aus Beton der Mischung 1 Zement, 5 Kiessand, 4 Granitschotter, 2 Granitgrus in Raumteilen; der darüber liegende Teil bis zur Ordinate + 115,0 aus Beton mit Granitverblendung an den Aufsenseiten und über + 115,0 bis zur Krone aus Granitmauerwerk.

Die Abmessungen der Mauer sind so gewählt, dafs unter gewöhnlichen Verhältnissen die Mittellinie des Druckes innerhalb des mittleren Drittels des Querschnittes bleibt, also Zugspannungen nicht eintreten. Zur Sicherheit gegen Rifsbildungen bei plötzlich abfallendem Oderwasser und ungenügender Entwässerung der Hinterfüllung, hat der Beton an der Hinterseite der Mauer eine Verstärkung aus Flacheisen von 10 . 100 mm in Abständen von je 2 m erhalten. Letztere sind aus zwei, in Niedrigwasserhöhe miteinander verschraubten Stücken zusammengesetzt und oben wie unten durch Rundeisen verbunden. Die Zusammensetzung der Flacheisen ist erfolgt, um bei der Ausführung der Mauer zunächst nur den unteren Teil der Eisen aufstellen und einstampfen zu können.

---

[10]) Eisen- bezw. Eisenschmelzklinker bestehen aus eisenhaltigem Ton und gemahlenem Porphyr, welche Stoffe bis zur Sinterung bezw. bis zur Schmelzhitze gebrannt sind.

[11]) Vergl. Grosch, Der Bau des König Albert-Hafens in Dresden-Friedrichstadt. Zeitschr. f. Arch. u. Ing.-Wesen 1897, S. 2—30.

Zur Entwässerung der aus Kiessand bestehenden Hinterfüllung hat man zwei miteinander in Verband stehende Reihen 16 cm weiter Tonröhren quer durch die Mauer in Höhe des Niedrig- bezw. Mittelwassers gelegt. Der Abstand der Röhren in jeder Reihe beträgt 16 m.

In die Hafensohle am Fufse der Mauer ist eine 1,5 m breite und 0,2 m dicke Betonplatte gelegt, um bei einer späteren Ausbaggerung des Hafens ein zu tiefes Ausgraben des Bodens zu verhindern.

Die Annahmen für die statische Berechnung der Mauer waren folgende:

Natürlicher Böschungswinkel der Hinterfüllung = φ:

a) für den über der Ordinate + 109,0 liegenden Erdkörper: $\varphi = 30°$;

b) für den unter + 109,0 liegenden Erdkörper: $\varphi = 20°$.

Gewichte in kg/cbm:

Erde = 1800, Granitmauerwerk = 2700, Beton = 2000.

Auflast: 1800 kg/qm.

Über die Lage der Mittellinie des Druckes wurden zwei Untersuchungen unter den folgenden ungünstigen Voraussetzungen gemacht:

Untersuchung I:

Auflast 1800 kg/qm. Wasser steht bis + 109,0 über N. N.

Gewichte: Erde und Beton unter + 109,0 sind als schwimmend angenommen und dementsprechend die Einheitsgewichte um den Auftrieb vermindert; also Erde = 800, Beton = 1000 kg/cbm. Für den Erdkörper über + 109,0 sind die vorhin aufgeführten Gewichte eingesetzt.

Wasserdruck: Der auf die Vorderseite der Mauer wirkende Wasserdruck ist vernachlässigt.

Untersuchung II:

Auflast 1800 kg/qm. Wasser steht bis auf Ordinate + 109,0.

Gewichte: Der Auftrieb des Wassers ist vernachlässigt und demgemäfs das Einheitsgewicht der Erde, des Mauerwerks und Betons, wie zu Anfang angegeben, bemessen.

Wasserdruck: Der auf die Vorderwand ausgeübte Wasserdruck wurde berücksichtigt.

Der stärkste von der Mauer ausgeübte Bodendruck beträgt nach der ersten Untersuchung 3,7 kg/qcm, nach der zweiten = 3,8 kg/qcm, ist also verhältnismäfsig gering.

18. Hafenmauer zu Geestemünde (Abb. 8 u. 8ª, Taf. XI). Dieselbe ist aus Klinkern aufgeführt und hat bei 8,1 m Höhe und 1 : 1/12 Anlauf in der Vorderfläche eine mittlere Stärke von 3,17 m = 0,39 der Höhe. Zur Ersparnis an Mauerwerk sind in der Mauer 2,63 m breite und 6,13 m hohe Aussparungen angelegt, welche hinten mittels stehender Kappengewölbe von 0,24 m bis 0,48 m Stärke geschlossen werden. Zwischen je zwei solcher Aussparungen steht ein Pfeiler von 1,46 m Stärke.

Die Ausfüllung der Höhlungen geschah durch eine Mischung von 10 Teilen Sand, 1 Teil fettem, gelöschtem Kalk und 1 Teil Trafsmehl.

In den Vorhafenmauern sind die genannten Aussparungen nachträglich mit Backsteinmauerwerk gefüllt, indem hier der Wellenschlag starke Erschütterungen der Mauer herbeiführte.[12])

[12]) Vergl. Der Hafenbau zu Geestemünde. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865 (Bd. 11).

19. Kaimauer auf schlechtem Untergrunde, erbaut zu Rotterdam (Abb. 1, Taf. XII). Die im Querschnitte dargestellte Kaimauer ist in den Hafenanlagen von Rotterdam zur Ausführung gekommen. Die Boden- und Wasserverhältnisse der Baustelle waren besonders ungünstige, indem der Untergrund bis auf 10 m unter der Hafensohle aus moorigem Boden bestand und der Unterschied zwischen Niedrigwasser und Hochwasser etwa 4 m betrug, wodurch der Schub der mit Wasser durchzogenen Hinterfüllungserde während des Niedrigwassers erheblich vermehrt wurde.

Die Mauer ist auf einen Pfahlrost gegründet, dessen Rostpfähle schief eingeschlagen sind, damit die Mittelkraft aus dem Gewichte der Mauer und dem Erddrucke möglichst in die Pfahlrichtung falle. Die Länge der Rostpfähle beträgt rund 18 m und stehen dieselben etwa 2 m im festen Sande.

Um die Kosten der Mauer und die Belastung der in verschiedenen Richtungen eingeschlagenen langen Rostpfähle möglichst zu verringern, ist der untere Teil der Uferbekleidung des Hafens aus breiten, regelmäfsig aufeinander gelagerten Sinkstücken gebildet. Letztere besitzen der gröfseren Biegsamkeit wegen nur die geringe Dicke von je 0,5 m und sind im Innern mit Klaiboden anstatt mit Steinen beschwert und nur am Fufse der Vorderseite mit einer Steinschüttung versehen, indem sie von der Strömung nicht angegriffen werden.

Die Sinkstücke bilden in ihrer Gesamtheit einen Körper von 13 m unterer Breite und 2,5 m Dicke, welcher sich bis auf 8 m hinter die Rückwand der Mauer erstreckt und in einer Breite von 3 m von dem leeren Teile des Pfahlrostes bedeckt wird.

Dieser Sinkstückkörper verhindert durch seine eigene Masse und das Gewicht der darauf ruhenden Hinterfüllungserde einerseits eine Verbiegung der Rostpfähle in ihrem oberen Teile, andererseits das Sacken der Mauer, wenn in den vorderen Pfahlreihen einige Pfähle nachgeben sollten, indem sonst eine Hebung des ganzen, hinter der Mauer liegenden Teiles der Sinkstücke und des darauf ruhenden Erdkörpers eintreten müfste.

An der Vorderseite ist die Kaimauer mit Prellpfählen versehen, welche zugleich als Haltepfähle für die Schiffe dienen. Dieselben werden durch eiserne Zuganker gehalten, welche frei durch die Mauer gehen und ihre Befestigungspunkte an Ankerpfählen finden, die durch den Sinkstückkörper in den Untergrund gerammt sind. An der Rückseite der Mauer ist jeder Zuganker mit einem Gelenke versehen, von welchem eine Zugstange nach dem tiefer stehenden Ankerpfahle führt. Die Prellpfähle reichen zum Teil über die Mauerkrone, zum Teil sind sie niedriger. Erstere stehen in je 15 m Abstand voneinander und sind zwischen denselben 4 der zweiten Art in je 3 m Abstand eingerammt. Letztere werden durch einen Holm zusammengehalten, welcher mit den ersteren durch eiserne Laschen verbunden ist.[13])

20. Kaimauern am Sandtor-Hafen in Hamburg. a) Südliche Kaimauer (Abb. 2, 2^a u. 2^b, Taf. XII). Die hier genannte Kaimauer ist auf Senkbrunnen gegründet, welche in ihrem oberen Teile, parallel zum Kai gemessen, eine Breite von 4 m und rechtwinkelig dazu eine Länge von 5,7 m haben. Der untere, 2,8 m hohe Teil derselben ist mit Anzug unter $1 : {}^1/_{12}$ aufgemauert, der übrige dagegen lotrecht aufgeführt.

Die Wandstärke der Brunnen beträgt in der Höhe des Schlinges $2^1/_2$ Stein und geht von hier auf 1,7 m Höhe in die von $3^1/_2$ Stein allmählich über.

---

[13]) Vergl. Deutsche Bauz. 1874, No. 93.

Der innere Raum der Brunnen ist mit Beton aus 2 Teilen Portland-Zement, 5 Teilen Sand und 12 Teilen Ziegelbrocken gefüllt.

Zur Verbindung der einzelnen Brunnen, welche rund 8,6 m von Mitte zu Mitte voneinander abstehen, dienen Ziegelgewölbe von 3 Stein Stärke.

Die eigentliche Kaimauer beginnt auf Null des Hamburger Pegels und ist aus Ziegeln in Zementmörtel mit einer Verblendung aus blauen Bockhorner Klinkern hergestellt. Zur Abdeckung sind Granitplatten von 0,29 m Stärke verwandt.

Die Mauer ist in der Aufsenfläche mit dem Anlaufe $^1/_{12}$ versehen und hat bei 5,2 m Höhe die Stärke von 1 m in der Krone und von 1,43 m in der Grundfläche. Zur Verstärkung sind an der Hinterseite der Mauer Strebepfeiler von 1,15 m Dicke und 2,30 m Länge in Abständen von je 4,3 m, von Mitte zu Mitte gemessen, angebracht. Letztere stehen am hinteren Ende miteinander durch eine Mauer von 1 Stein Stärke in Verbindung, welche die innere Schiene des Krangleises der Kaimauer trägt. Die äufsere Schiene ist unmittelbar auf die Deckplatten gelegt.

Der Raum zwischen den Strebepfeilern ist 1,13 m hoch mit Beton, im übrigen aber mit der Hinterfüllungserde gefüllt. Um das Wasser, welches durch die letztere sickert und sich auf der Betonschicht ansammelt, abzuleiten, ist die Verbindungsmauer der Strebepfeiler im unteren Teile durchbrochen angeordnet.

Der Raum zwischen je zwei Brunnen ist hinterwärts durch eine 8 cm starke Spundwand geschlossen, damit die Hinterfüllungserde durch diesen Zwischenraum nicht in den Hafen fliefsen könne.

Zum Schutze der Mauer gegen das Antreiben der Schiffe sind an der Aufsenfläche derselben in Entfernungen von je 8,6 m Prellpfähle angebracht. Neben jedem dieser Pfähle sind an einem mit einem Öhr versehenen Bolzen zwei Ringe zum Vertauen der Schiffe befestigt.[14])

b) Kaimauer vor dem Schuppen No. 1 (Abb. 3, 3^a, 3^b, 3^c, Taf. XII). Dieselbe ist an Stelle einer in den fünfziger Jahren errichteten sogenannten Vorsetze unter Mitbenutzung der Pfähle und Spundwände der letzteren erbaut. Im Grundrisse (Abb. 3^c) sind die neuen Pfähle des zur Gründung der Mauer angewandten Pfahlrostes schraffiert dargestellt, die alten dagegen nur durch Umrisse bezeichnet. Die Pfähle sind zum Teil mit Zapfen versehen und durch Längsholme miteinander verbunden. Über letztere wurden in Entfernungen von 1,433 m Querriegel gestreckt und zwischen diesen ein kräftiger Bohlenbelag angeordnet.

Die Mauer wurde aus Backstein mit Klinkerverblendung und Granitdeckplatten ausgeführt. Sie erhielt die aus Abb. 3, Taf. XII ersichtlichen Stärken und in Abständen von je 8,6 m, von Mitte zu Mitte gemessen, Verstärkungspfeiler. Mauer und Pfeiler sind miteinander im Verbande aufgemauert worden. An der Wasserseite hat die Mauer den Anlauf $1 : {}^1/_{10}$ und an der Landseite Abtreppungen erhalten. Zur Abdeckung der Verstärkungspfeiler dient eine Ziegelrollschicht. Die Granitdeckplatten auf der eigentlichen Mauer sind durch kastenförmige, gufseiserne Dübel verbunden, welche die Stühle für den einen Schienenstrang des Krangleises aufnehmen. Der andere Strang ruht auf einer Langschwelle, welche ihr Auflager teils auf den Verstärkungspfeilern, teils auf den zwischen dieselben gespannten Bögen findet. Letztere sind mit einer Ziegelrollschicht

[14]) Vergl. Bericht über die IV. Versammlung deutscher Architekten und Ingenieure in Hamburg. Gedruckt von Karl Reese in Hamburg.

abgedeckt und in ihrer Übermauerung mit Ankern aus Flacheisen versehen, welche die Langschwelle zwischen sich nehmen.

Nach Fertigstellung der Mauer wurden vor dieselbe Streichpfähle unter 1 : 1/7 gerammt und mit Hilfe von Bügeln, an welche sich Anker schlossen, an den in entsprechender Höhe eingemauerten eichenen Klötzen befestigt. Jedem Torwege und der Mitte des vor der Mauer stehenden Schuppens gegenüber ist eine Leiter in letzterer angebracht und in jedem Verstärkungspfeiler ein Schiffshalter eingemauert.[15])

Abb. 74 bis 74*b*.
Kaimauer in Glasgow.

Abb. 74. Querschnitt.

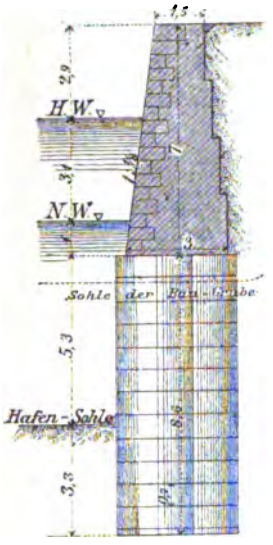
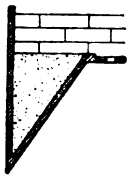


Abb. 74*a*. Grundrifs.

Abb. 74*b*. Schneide.



21. Kaimauer der Stobcross Docks in Glasgow (Abb. 74 bis 74*b*). Diese Hafenmauer, welche aus Bruchsteinen mit Quaderverblendung ausgeführt ist, hat eine Länge von etwa 400 m und ist in dem gröfsten Teile ihrer Länge auf Pfahlrost gegründet, während nur kurze Teile auf dünner Betonlage bezw. auf Senkbrunnen ruhen. Letztere sind dadurch von besonderem Interesse, dafs sie aus einzelnen rund 0,7 m hohen, zu einem Kleeblatt zusammengesetzten Ringen aus Beton aufgebaut sind, von denen Abb. 74*a* zwei miteinander abwechselnde und in ihren Fugen einen regelmäfsigen Verband bildende Schichten darstellt. Die unterste Ringschicht ruht auf dem in Abb. 74*b* veranschaulichten gufseisernen Schling, dessen Wandungen sich unten zu einer Schneide vereinigen und deren hohler Raum über der Schneide mit Beton gefüllt wurde.

Wie Abb. 74*a* zeigt, sind die im Querschnitte kleeblattförmigen Brunnen so nebeneinander gestellt, dafs sich die geraden Seiten derselben nahezu berühren. Weil aber eine Fuge von einigen Zentimetern Weite sich nicht vermeiden liefs, so wurde nach beendigter Senkung an der Innenseite der Mauer zwischen je zwei Brunnen ein Spundpfahl eingeschlagen, welcher das Hindurchdrängen der Hinterfüllungserde durch jene Fuge verhindert. Zur Hinterfüllung wurden Steinkohlenschlacken, von denen man grofse Mengen vorrätig hatte, verwandt, welches Material sich seiner grofsen Wasserdurchlässigkeit halber für derartige Zwecke sehr empfiehlt.

Die Kaimauer selbst anlangend, welche auf den Brunnen errichtet wurde, so hat sie in der Vorderfläche den Anlauf 1 : 1/8 und bei 7 m Höhe die obere Breite von 1,5 m und die untere von 3 m, also eine mittlere Stärke von 2,25 m = 0,32 *h*. Die Abmessungen sind also für eine Kaimauer sehr knapp bemessen.[16])

22. Kaimauer zu Chalons an der Saone (Abb. 75 u. 75*a*). An der Hinterseite der Mauer sind in je 5,5 m Entfernung Verstärkungspfeiler angebracht und zwischen diese je 3 Bögen übereinander gespannt. In die so zwischen den Bögen gebildeten Höhlungen hat man die Hinterfüllungserde eingestampft und so erreicht, dafs dieselbe zur Vermehrung der Standsicherheit der Mauer beiträgt. Ein Übelstand dieser Anordnung be-

[15]) Vergl. Schrader, Bau der massiven Kaimauer am Sandtor-Hafen in Hamburg. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1882 (Bd. 28).

[16]) Vergl. Deutsche Bauz. 1875, No. 31.

steht in der Ansammlung von Sickerwasser auf den Bogenzwickeln, wodurch Veranlassung zur Zerstörung des Bogenmauerwerkes an letzteren Stellen gegeben wird. Es dürfte sich daher bei ähnlichen Ausführungen empfehlen, die Zwickel mit Abwässerung zu versehen und den Bogen in ganzer Länge mit einer Zementmörtel- oder Asphaltschicht bezw. mit Asphaltfilz wasserdicht abzudecken.

Der vorstehenden Mauer verwandt ist die Hagen'sche Stützmauer.[17])

Abb. 75 u. 75a. *Kaimauer zu Chalons.*

Abb. 75. Querschnitt.

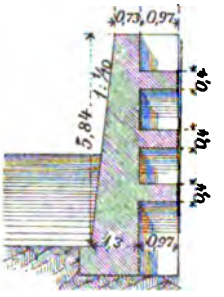
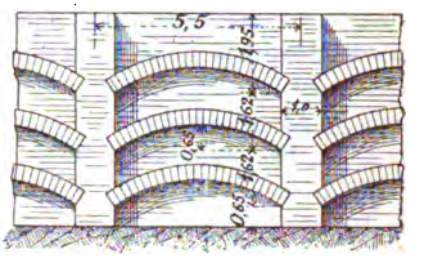


Abb. 75a. Hintersicht.



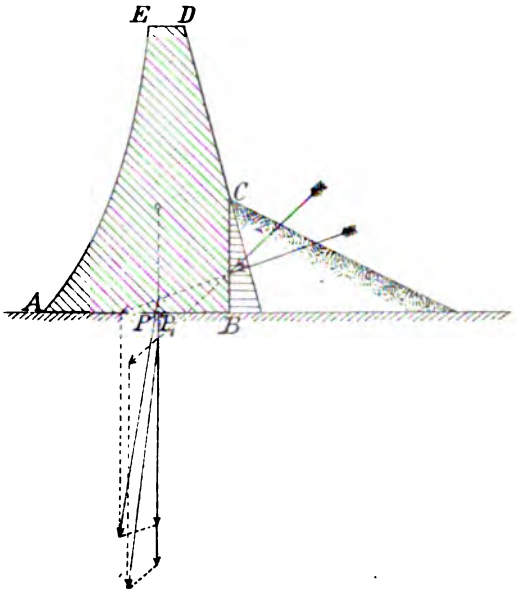
§ 36. Ausführung der Mauern für Talsperren.

1. **Gründung.** Dieselbe mufs so tief herabgeführt werden, dafs einerseits der feste Baugrund erreicht, andererseits das Wasser verhindert werde, unter dem Fundamente durchzudringen. Da, wo der Fels in nicht zu grofser Tiefe ansteht, soll man die Mauer auf diesen gründen. Alle losen Blöcke oder schlechten Stellen des Felsens sind hierbei zu entfernen und die vorhandenen Risse oder Spalten mit einem kräftigen Wasserstrahl auszuspritzen und darauf mit Zementmörtel zu vergiefsen.

Kleinere, nach der Abdichtung noch übrig bleibende Quellen sind sorgfältig durch Röhren zu fassen und hoch zu nehmen oder abzuleiten, um einer Ausspülung des Mörtels aus den Fugen zu begegnen. Erst dann, wenn das Quellwasser in diesen Röhren nicht höher steigt als das umfassende Mauerwerk, darf man dieselben mit Zementmörtel ausgiefsen und darüber hinwegmauern.

Um es dem Wasser zu erschweren, sich einen Weg unter dem Grundmauerwerk her zu bahnen, läfst man das Mauerwerk mit Zähnen in die abgedichtete Bausohle treten, gegebenenfalls noch unter Einschaltung einer ausgleichenden Betonschicht (Abb. 6, Taf. XII). Zu demselben Zwecke hat man auch die unterste Fuge der Grundmauer an der Wasserseite mit einem Wulste aus Zement überdeckt oder daselbst eine tief in den Untergrund greifende Betonmauer von 1,5 bis 2,5 m Dicke angeordnet (Abb. 7 u. 9). Bei der Talsperre von Avignonnet (Abb. 9) sind derartige Mauern an beiden Fundamenträndern der eigentlichen Sperrmauer hergestellt und im Schutze derselben die Gründungsarbeiten ausgeführt.[18])

Abb. 76.



[17]) Vergl. Deutsche Bauz. 1894, S. 84 u. 85.

[18]) Vergl. Schweiz. Bauz. 1903, Bd. XLII, No. 25, S. 287—291.

Dem gleichen Zwecke dienen Erdschüttungen an der Wasserseite der Mauer, wie sie Intze z. B. bei der Fuelbecke- und Lingese-Talsperre angewandt hat (Abb. 5 u. 6, Taf. XII). Mit diesen Schüttungen ist noch der Vorteil verbunden, dafs der von denselben bei leerem Talbecken auf die Mauer ausgeübte Druck den Durchgangspunkt P der Mittellinie des Druckes (Abb. 76) mehr nach der Mitte der Grundfläche drängt und dadurch die Bewegung der Mauer vermindert. Voraussetzung ist allerdings hierbei, dafs der Erddruck nicht unter einem sehr steilen Winkel zur Wagerechten wirkt, indem sonst das Gegenteil eintreten und jener Punkt mehr nach der Hinterkante B zu in die Lage P_1 geschoben werden könnte.

2. Das Mauerwerk. Eine Grundbedingung für das Mauerwerk der Talsperren ist die Undurchlässigkeit für Wasser. Allerdings ist dieselbe gleich nach Fertigstellung des Bauwerkes schwer zu erreichen; es haben die meisten Talsperren nach der ersten Füllung erhebliche Wasserdurchsickerungen gezeigt, die oft erst nach vielen Jahren aufhörten. Nur in einzelnen Fällen ist es gelungen, durch in das Wasser geworfenen hydraulischen Kalk die Undichtigkeiten rasch zu beseitigen, so bei der Mauer von Lampy. Anstatt aus Mauerwerk hat man die Talsperren auch zum Teil oder ganz aus Beton hergestellt und an den Aufsenseiten mit Quadern verblendet (Abb. 8 bezw. 9, Taf. XII).

Zur Verhütung der Durchlässigkeit des Mauerwerkes ist es neben gutem Baumateriale vor allem nötig, die gröfste Sorgfalt auf die Ausführung desselben zu verwenden. Grofse Mauerstärken allein schützen gegen das genannte Übel durchaus nicht, wie sich z. B. an der Talsperre der Gileppe bei Verviers (Abb. 11, Taf. XII) gezeigt hat, welche die bedeutende Dicke von 65,82 m an der Grundfläche besitzt.

Bisher hat man zur Herstellung einer möglichst grofsen Wasserundurchlässigkeit der Talsperren hauptsächlich folgende Mittel angewandt:

a) Man hat die Lagerfugen nicht durchgehen lassen und einen Mörtel verwandt, der geringe Biegungen erträgt, ohne rissig zu werden, welche Eigenschaft namentlich Trafsmörtel (vergl. weiter unten) besitzt.

b) Die Mauer ist an der Wasserseite mit einem wasserdichten Verputze versehen. Bei der Remscheider Talsperre besteht dieser Verputz aus einer Schicht Zementmörtel mit etwas Kalkzusatz, welche nach vollständiger Austrocknung einen zweimaligen heifsen Asphalt und Holzzement erhielt. Der Anstrich geht herunter bis auf den geschlossenen Felsen und greift von hier aus noch etwa 0,5 m breit über den Untergrund hin, um das Eindringen des Wassers in die Mauer und deren Fundamente möglichst zu verhüten. Zum Schutz wurde die Abdichtung mit einer besonderen $1\frac{1}{2}$ und $2\frac{1}{2}$ Stein starken Verblendung aus Ziegeln und Zementmörtel versehen.[19])

In ähnlicher Weise ist der Abdichtungsverputz bei der Fuelbecke-Talsperre im oberen, 15 m hohen freistehenden Teile durch eine Blendmauer geschützt (Abb. 5, Taf. XII), während in dem darunter liegenden die Lettenhinterfüllung den erforderlichen Schutz bietet. Die Blendmauer ist 1,0 und 1,5 m dick und aus Lenneschiefer und Grauwacke mit Trafsmörtel zusammengesetzt. Um derselben einen besseren Halt auf der Sperrmauer zu geben, hat letztere wasserseitig im oberen Teile eine Neigung von $1 : \frac{1}{4}$.[20])

Die Abdichtung der Lingese-Talsperre (Abb. 6, 6[b], Taf. XII) unterscheidet sich von der vorstehenden dadurch, dafs die Furchen der Verzahnung nicht wagerecht, sondern längs der wasserseitigen Neigung des oberen Teiles der Sperrmauer verläuft.[21])

---

[19]) Vergl. Intze, Die Erweiterung des Wasserwerkes der Stadt Remscheid. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1895, S. 639—650.

[20]) Vergl. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1895, S. 644.

[21]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1901, S. 107.

c) Die Mauer erhält auf der Wasserseite eine Vorlage mit senkrechten, halbzylindrischen Hohlräumen. Diese Anordnung ist bei der Bun-Talsperre zur Ausführung gebracht (Abb. 7 u. 7ª, Taf. XII). Die Hohlräume der Vorlage haben hier in Höhe des Stauspiegels 5 m, in Höhe des Fundamentes 4 m Weite bei einer Dicke der Zwischenräume von 1,0 bezw. 2,0 m.[22])

d) Drainierung der Sperrmauer. Um das in die Sperrmauer etwa gedrungene Sickerwasser unschädlich abzuführen, hat man den Mauerkörper derselben in senkrechter Ebene mit Drainierung versehen. Letztere ist bei der Fuelbecke-Talsperre aus zwei Gruppen von Drainzügen gebildet, von denen die eine parallel zur Vorder-, die andere parallel zur Hinterkante der Mauer verläuft. Jeder der in je 2 m Abstand voneinander angeordneten Drainzüge ist aus unglasierten Tonröhren von 50 bis 60 mm Weite zusammengesetzt und mündet im unteren Teile der Mauer in einen der beiden Sammeldrains von 100 mm, welche nach den beiden benachbarten Stollen führen. Die Lingese-Talsperre hat nur ein System von Drainzügen parallel zur Innenkante der Mauer erhalten (Abb. 6 u. 6ª, Taf. XII). Dasselbe besteht aus 2,5 m voneinander entfernten Drainzügen von 40 mm, welche in eine Sammelleitung von 100 mm ausmünden. Letztere entwässert in die Rohrstollen.

e) Abdichtung der Luftseite der Talsperren. Um das Eindringen des Tagewassers an der Luftseite der Sperrmauer zu verhindern, empfiehlt es sich, die Fugen auf 3 bis 4 cm Tiefe auszukratzen, im Grunde zweimal heifs mit Asphalt und Holzzement zu streichen und dann in Zementmörtel 1 : 1 auszufugen. Dieses Verfahren ist z. B. bei der Remscheider Talsperre angewandt.

f) Mörtel zu den Talsperren. Als Mörtel für das Mauerwerk der Talsperren ist reiner Zementmörtel weniger geeignet als Zement-Kalkmörtel oder Trafsmörtel, indem letztere beiden Mörtelarten bei gleichen Belastungen gröfsere elastische Formänderungen zeigen als der Zementmörtel. Hierauf dürfte die in Rheinland und Westfalen vielfach gemachte Beobachtung zurückzuführen sein, dafs Mauerwerk in Trafsmörtel selbst bei nennenswerten Bewegungen keine Neigung zu Rifsbildungen zeigt.

Auch ist die bei vielen Talsperren beobachtete Auslaugung von Kalk aus dem Mörtel bei Trafsmörtel, wie ihn Intze für die Remscheider und Marienheider Talsperre angewandt hat, nicht eingetreten. Das Mischungsverhältnis dieser Mörtel betrug in Raumteilen:

Remscheider Talsperre: 1½ Trafs, 1 Kalkbrei, 1 Rheinsand,
Marientaler „ 1½ „ 1 „ 1¾ „

Die Tabellen XV und XVI (S. 400) geben die in der mechanisch-technischen Versuchsanstalt in Charlottenburg ermittelten Festigkeiten des Mörtels der Marientaler (Lingese-) Talsperre an.

Zum Vergleiche mögen in Tabelle XVII einige Versuchsergebnisse über die Zugfestigkeit des Zement-Kalkmörtels der Einsiedeler Talsperre Platz finden.

Die höchste Zugfestigkeit erreichte danach das Mischungsverhältnis 1 Zement, ½ Kalkbrei, 5 Sand nach einjähriger Erhärtungszeit. Diese Festigkeit übersteigt diejenige des vorhin aufgeführten Trafsmörtels um 1,1 kg/qcm.

Beide Mörtelarten können für Talsperren als durchaus geeignet bezeichnet werden. Dem Vorteil der langsamen Erhärtung des Trafsmörtels steht als Nachteil der völlige Stillstand der Erhärtung bei mangelnder Wasserzuführung gegenüber. Durch die hier-

[22]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 524.

durch erforderlich werdende häufigere Wasserzuführung vergröfsert sich die Zahl der Poren des Mörtels. Man wird daher die Wahl zwischen beiden Mörtelarten von den Kosten und Anfuhrweiten der Bindemittel abhängig machen.

Tabelle XV. **Festigkeit des Trafsmörtels bei Erhärtung unter Wasser.**

Alter der Proben nach Monaten	$1^1/_2$	3	$4^1/_2$	9	12
Zugfestigkeit kg/qcm	9	13	17	22	24
Druckfestigkeit „	65	110	130	160	175

Tabelle XVI. **Festigkeit des Trafsmörtels bei Erhärtung an feuchter Luft bei täglich einmaliger 15 Minuten langer Aufbewahrung unter Wasser.**

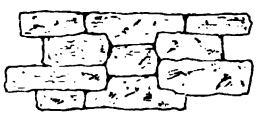
Alter der Proben nach Monaten	$1^1/_2$	3	$4^1/_2$	9	12
Zugfestigkeit kg/qcm	9,4	13,5	14,2	18,1	22,8
. . . . .	9,0	12,3	15,6	12,9	13,8
Druckfestigkeit „	63,4	97,6	107,1	124,4	141,6
. . . . .	62,6	83,1	94,9	121,8	120,8

Tabelle XVII. **Zugfestigkeit des Zement-Kalkmörtels.**

Erhärtungszeit	Mischungsverhältnis Raumteile: 1 Zement, 5 Sand	1 Zement, $^1/_4$ Kalkbrei, 5 Sand	1 Zement, $^1/_2$ Kalkbrei, 5 Sand	1 Zement, $^3/_4$ Kalkbrei, 5 Sand	1 Zement, 1 Kalkbrei, 5 Sand
	Zugfestigkeit in kg/qcm				
28 Tage	12	11,3	11,3	9,0	8,0
3 Monate	15	15,0	14,7	13,2	10,8
1 Jahr	19	23,0	25,1	24,9	20,5

g) Verhinderung des Gleitens der Mauerschichten aufeinander. Damit kein Gleiten der Mauerschichten aufeinander eintreten könne, mufs der auf eine beliebige Lagerfuge wirkende Druck mit der Normalen zu derselben einen kleineren Winkel als den Reibungswinkel einschliefsen. Da aber die Reibung auf der Lagerfuge durch eingedrungenes Sickerwasser erheblich vermindert werden kann, so läfst man die Fugen bei wagerechter Lage nicht durch die ganze Mauer ohne Unterbrechung durchlaufen (Abb. 77), oder gibt den Lagerfugen eine sanfte Neigung oder Krümmung (Abb. 5, Taf. XII) derart, dafs die Richtung der Druckspannungen bei vollem und leerem Talbecken von der Normalen zur Fuge nur um wenige Grade abweicht.

Abb. 77. *Mauerwerk der Lingese-Talsperre.*



3. Form der Talsperren. Über den Querschnitt der Talsperren ist bereits in § 32 das Nötige gesagt; hier soll nur darauf hingewiesen werden, dafs man dieselben im Grundrisse meistens nach einem flachen Kreisbogen ausgeführt hat, der seine erhabene Seite dem Wasser zukehrt. Den Halbmesser des Bogens hat man sehr verschieden gewählt, wie aus folgender Zusammenstellung hervorgeht:

Tabelle XVIII. **Grundrifshalbmesser einiger Talsperren.**

Talsperre	Remscheid Eschbach	Marienheide Lingese	Gemünd Urft	St. Etienne Furens	Vervier Gileppe	Bhatgarh Yelwandi
Krümmungshalbmesser in Metern . .	125	200	200	250	500	1372

Man will durch diese Anordnung erreichen, dafs die Talsperre sich bei Temperaturunterschieden leichter dehnen kann und bei ihrer Durchbiegung infolge des Wasserdruckes wie ein Gewölbe wirkt, so dafs die in den Stofsfugen etwa vorhandenen Risse durch die auftretenden Normalpressungen geschlossen werden. In Wahrheit kann jedoch von einer solchen Wirkung nur in den oberen Schichten die Rede sein, da die an der Grundfläche der Mauer auftretende Reibung die Durchbiegung in den unteren Schichten der Mauer auf ein sehr geringes Mafs vermindert.

Lieckfeldt weist in einer Abhandlung über den Einfluſs der Bogenform auf die Standsicherheit der Staumauern[23]) nach, dafs die statische Wirkung der Bogenform bei den gewöhnlichen Abmessungen der Mauern verschwindend klein ist, dafs dagegen in aufsergewöhnlichen Fällen — sehr hohe Mauern in engem Tale — durch starke Krümmung der Mauer ein nicht unerheblicher Einfluſs zu Gunsten der Standfähigkeit erreicht werden kann.

Radiale Bewegungen in Höhe der Krone, erzeugt durch Temperatur- und Druckschwankung, wurden bei der Remscheider Talsperre in den Jahren 1891/92 beobachtet. Es betrug in der Kronenmitte, woselbst die Sperrmauer 25 m Höhe hat[24]):

a) Radiale Ausbiegung (f) infolge von Temperaturunterschieden, besonders durch Einwirkung der Sonne auf die dem Talbecken zugekehrte erhabene Fläche der Sperrmauer $f = 11$ mm;

b) radiale Ausbiegung infolge von Druckschwankungen bei 287000 bis 1000000 cbm Wasserinhalt $f = 27$ mm.

Die Krone der Talsperren ist über den Hochwasserspiegel um ein bestimmtes Mafs, entsprechend der Wassertiefe, der Ausdehnung des abgesperrten Beckens und der herrschenden Windrichtung, zu erhöhen, um die Wellen zu verhindern, sich über die Mauer hinweg in die Tiefe zu ergiefsen. Bei den ausgeführten bedeutenderen Mauern liegt die Krone mindestens 2 m über Hochwasser.

Für die Mauerstärke an der Krone ist der Umstand mafsgebend, dafs dieselbe dem Wellenschlage bei Sturm einen genügenden Widerstand entgegensetzen mufs. Oft hat man auf die Krone einen Weg zur Verbindung der beiden Talufer gelegt und dann die Kronenbreite nach letzterem bemessen.

Krantz schlägt folgende Abmessungen vor:

Wassertiefe	10	15	20	25	30	35	bis 50 Meter
Breite der Mauerkrone .	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	„
Höhe der Mauerkrone über Hochwasserspiegel . .	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	„

Bei der Talsperre von Habra hatte man dem über Hochwasser liegenden Mauerteile nur die Stärke von 1,5 m bei 2,4 m Höhe gegeben, welcher Umstand möglicherweise mit verhängnisvoll für den Durchbruch dieses Bauwerkes gewesen.

§ 37. Vergleich einiger Talsperrenquerschnitte hinsichtlich des Materialaufwandes und der stärksten Kantenpressung. Die nachstehend mitgeteilten Abbildungen 78 bis 85 stellen einige der bekannteren ausgeführten und von Schriftstellern vorgeschlagenen Querschnitte von Talsperren dar. Die Angaben der letzteren über die Gröfse der Querschnitte, die stärkste Kantenpressung u. s. w. sind der besseren Übersicht wegen in nachfolgender Tabelle zusammengestellt.

[23]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 301—304.

[24]) Vergl. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1895, S. 647 u. 648.

Tabelle XIX. **Vergleichende Zusammenstellung einiger Talsperrenquerschnitte.**

Lfd. No.	Bezeichnung der Talsperre	Dicke in Höhe des Hochwasserspiegels m	Dicke an der Basis m	Stauhöhe bei Hochwasser m	Flächeninhalt des Profiles qm	Stärkste Kantenpressung kg/qcm
1	von Alicante (Abb. 78)	19,50	32,50	38,75	1100	11,3
2	der Gileppe (Abb. 79)	15,70	65,82	45,00	1738	6,0
3	des Furens bei St. Etienne (Abb. 80) . . .	5,70	50,00	50,00	935	6,30
4	desgl., berechnet für 45 m Stauhöhe . . .	5,70	39,70	45,00	768	5,93
5	Profil Crugnola	4,50	38,88	45,00	781	7,00
6	von Chamond (Abb. 81)	5,00	33,60	42,00	620	8,00
7	von Habra (Abb. 82)	4,50	32,30	35,00	480	9,40
8	Profil Krantz (Abb. 83)	5,00	29,50	35,00	440	7,10
9	Profil Harlacher (Abb. 84)	4,00	26,30	35,00	415	6,70
10	Profil Kuhn (Abb. 85)	5,00	24,00	35,00	415	7,50

Abb. 78 bis 85. *Talsperren.*

Abb. 78. Alicante.

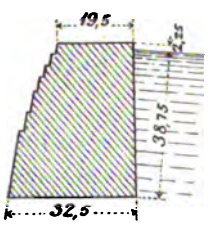


Abb. 79. Gileppe.

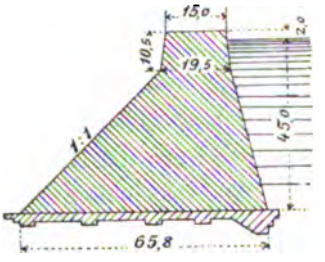


Abb. 80. Furens.

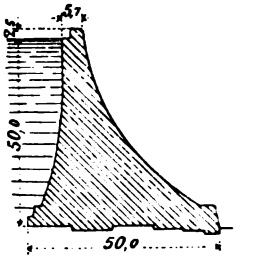


Abb. 81. Chamond.

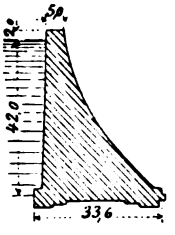


Abb. 82. Habra.

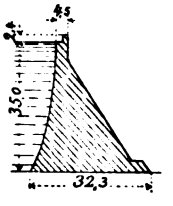


Abb. 83. Profil Krantz.

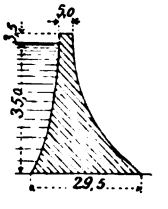


Abb. 84. Profil Harlacher.

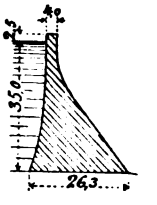
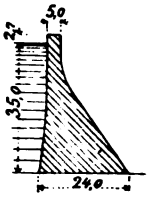


Abb. 85. Profil Kuhn.



Es geht aus dieser Tabelle XIX hervor, dafs die Talsperren von Alicante und der Gileppe bei Verviers ganz unnötig grofse Abmessungen erhalten haben, ohne dabei standsicherer als die übrigen zu sein; ja die erstere erleidet an der Grundfläche die Kantenpressung von etwa 11 **kg** für 1 **qcm**, während man bei anderer Anordnung des Querschnittes die halbe Mauermasse hätte sparen und die erwähnte Pressung auf 7 **kg** für 1 **qcm** erniedrigen können. In den Querschnitt der Mauer von Alicante ist zur Erläuterung des ‚Gesagten der wissenschaftlich richtige Querschnitt nach **Krantz** und in den Querschnitt der Talsperre der Gileppe derjenige nach **Crugnola** eingezeichnet worden (s. Taf. XII, Abb. 10 u. 11).

Literatur.

I. Selbständige Werke und Druckhefte.

a) Theorie des Erddruckes.

Scheffler, Theorie der Gewölbe, Futtermauern und eisernen Brücken. 1857.

Rebhann, Theorie des Erddruckes und der Futtermauern. Wien 1871, Gerold.

Winkler, Neue Theorie des Erddruckes nebst einer Geschichte des Erddruckes und der hierüber angestellten Versuche. Wien 1872.

Culmann, Graphische Statik. Zürich 1875.

Weyrauch, Theorie des Erddruckes auf Grund der neueren Anschauungen. Wien 1881.

Forchheimer, Über Sanddruck und Bewegungserscheinungen im Innern trockenen Sandes. Aachen 1883.

Rankine, Handbuch der Bau-Ingenieurkunst. Nach der 12. Auflage des englischen Originalwerkes deutsch bearbeitet von Franz Kreuter. Wien, Lehmann u. Wenzel.

b) Anwendung der Theorien und die Standsicherheit der Stützmauern und Talsperren.

Holzhey, Beiträge zur Theorie des Erddruckes und graphische Bestimmung der Stärke von Futtermauern. 1871.

Kreuter, Elementare Theorie des Erddruckes und Berechnung der Stützmauern. 1878.

v. Ott, Die Statik des Erdbaues, die Stützmauern und Gewölbe. Prag 1888.

Möller, Erddrucktabellen. Leipzig 1902.

c) Ausführung von Stützmauern und Talsperren.

v. Kaven, Stütz- und Futtermauern. Aachen 1875.

Dolezalek, Skizzen von steinernen Brücken, Stütz- und Futtermauern. Herausgegeben von den Studierenden des III. Bauingenieur-Kursus der Technischen Hochschule zu Hannover 1878/79.

Krantz, Étude sur les murs des réservoirs.

Ziegler, Der Talsperrenbau nebst einer Beschreibung ausgeführter Talsperren. Berlin 1900.

II. Zeitschriften-Literatur.

a) Theorie des Erddruckes.

Mohr, Beitrag zur Theorie des Erddruckes. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1871, S. 344.

Mohr, Zur Theorie des Erddruckes. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1872, S. 67, 245.

Schäffer, Erddruck auf Stützwände. Zeitschr. f. Bauw. 1878, S. 527.

E. Cramer, Die Gleitfläche des Erddruckprismas und der Erddruck gegen geneigte Stützwände. Zeitschr. f. Bauw. 1879, S. 521.

F. Engesser, Geometrische Erddruck-Theorie. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 189.

Nachtsheim, Zur Theorie des Erddruckes und der Konstruktion von Stützmauern. Deutsche Bauz. 1880, S. 152.

Zimmermann, Zur Theorie des Erddruckes und der Konstruktion von Stützmauern. Deutsche Bauz. 1881, S. 430.

Lagrené, La poussée des terres avec ou sans surcharges. Ann. des ponts et chaussées 1881, II. S. 441.

F. Engesser, Über Erddruck gegen innere Stützwände (Tunnelwände). Deutsche Bauz. 1882, S. 91.

Forchheimer, Über Sanddruck. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1882, S. 111.

Flamant, Analyse d'un mémoire de M. Benj. Baker sur la poussée des terres. Ann. des ponts et chaussées 1882, I. S. 616.

Forchheimer, Über Sanddruck und Bewegungserscheinungen im Innern trockenen Sandes. Nachtrag zum gleichnamigen Aufsatze im Jahrgang 1882. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 103.

Skibinski, Theorie des Erddruckes auf Grund neuerer Versuche. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885, S. 65.

Brik, Zur Berechnung des Erddruckes nach der älteren Theorie. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885, S. 279.

Leygue, Nouvelle recherche sur la poussée des terres et le profil de revêtement le plus évonomique. Ann. des ponts et chaussées 1885, X. S. 788.

Flamant, Tables numériques pour le calcul de la poussée des terres. Ann. des ponts et chaussées 1885, S. 515.

Brennecke, Größe des Wasserdruckes im Boden. Zeitschr. f. Bauw. 1886.

Siégler, Expériences nouvelles sur la poussée du sable. Ann. des ponts et chaussées 1887, I.

Franke, Die inneren Kräfte eines durch Ebenen begrenzten Erdkörpers, nebst Anwendung auf die Ermittelung des Druckes gegen Stütz- und Druckwände. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, S. 707.

Struckel, Beitrag zur Kenntnis des Erddruckes. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1888, S. 119.

Goupil, Note sur la détermination graphique de la poussée des terres. Le Génie civil 1888, XII. S. 404.

Donath, Untersuchungen über den Erddruck auf Stützwände. Zeitschr. f. Bauw. 1891, S. 491.

Engesser, Neuere Versuche über die Richtung und Gröfse des Erddruckes gegen Stützwände. Deutsche Bauz. 1893, S. 325.

Über Erddruck und Stützmauern. Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 134, 150, 178, 314, 354, 497.

Engels, Zur Frage der Richtung des Erddruckes auf Stützmauern. Zentralbl. d. Bauverw. 1897, S. 144.

Beyershaus, Über die Richtung des Erddruckes auf Futtermauern und Bohlwände. Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 234 u. 263.

Dr. Ing. H. Müller-Breslau, Über die Messung der Gröfse und Lage unbekannter Kräfte (Winddruck, Erddruck), die auf ruhende Körper wirken. Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 366.

A. Francke, Einiges über Erddruck. Zeitschr. f. Arch.- u. Ing.-Wesen 1905, S. 295.

b) Anwendung der Theorien und die Standsicherheit der Stützmauern und Talsperren.

Bräuler, Untersuchung der pekuniär vorteilhaftesten Anordnung von Stütz- und Futtermauern, welche nicht bis zur vollen Höhe eines Dammes bezw. Einschnittes ausgeführt werden müssen. Zeitschr. f. Bauw. 1875, S. 238.

Intze, Über die erforderliche Stärke der gebräuchlichen Formen von Kaimauern, Stützmauern, Talsperren mit Rücksicht auf die Widerstandsfähigkeit der Materialien und etwaige Fehler bei der Ausführung. Deutsche Bauz. 1875, S. 232.

Kreuter, Graphische Konstruktion eines Stützmauerprofils. Deutsche Bauz. 1879, S. 366.

Kreuter, Zur Konstruktion von Stützmauern. Deutsche Bauz. 1879, S. 508.

Glauser, Bestimmung der Stärke geneigter Stütz- und Futtermauern mit Rücksicht auf die Inkohärenz ihrer Masse. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 63.

Boussinesq, Sur la détermination de l'épaisseur minimum que doit avoir un mur vertical, d'une hauteur et d'une densité données, pour contenir un massiv terreux, sans cohésion, dont la surface supérieure est horizontale. Ann. des ponts et chaussées 1882, I. S. 625.

Gobin, Détermination précise de la stabilité des murs de soutènement et de la poussée des terres. Ann. des ponts et chaussées 1883, VI. S. 98.

v. Pustau, Bestimmung von Futtermauerstärken. Deutsche Bauz. 1886, S. 445.

Dyrssen, Ermittelung von Futtermauerquerschnitten mit gebogener oder gebrochener vorderer Begrenzungslinie. Zeitschr. f. Bauw. 1886, S. 127.

Murs de quai économiques. Nouv. ann. de la constr. 1886 (Mai).

Hétier, Calcul du profil des murs barrages. Ann. des ponts et chaussées 1886, XI. S. 615.

Clavenard, Mémoire sur la stabilité, les mouvements, la rupture des massifs en général, cohérants ou sans cohésion. Ann. des ponts et chaussées 1887, XIII. S. 593.

Thierry, Note sur les barrages curvilignes. Ann. des ponts et chaussées 1888 (Juillet), S. 87.

Clausen, Beitrag zur Berechnung der Stützmauer mit abgetreppter Rückenfläche. Civiling. 1891.

Unger, Zur Berechnung von Staumauern. Zentralbl. d. Bauverw. 1892, S. 161.

Kreuter, Beitrag zur Berechnung trapezförmiger Stützmauerquerschnitte. Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 245.

Skibinski, Über Stützmauerquerschnitte. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1893, S. 666.

Kreuter, Berechnung der Staumauern. Zeitschr. f. Bauw. 1894, S. 465.

Melli, Beitrag zur Berechnung von Mauerprofilen. Schweiz. Bauz. 1894 (Dez.), S. 156.

Dumas, Étude sur les barrages-réservoirs. Le Génie civil 1895, XXVII. S. 78, 89, 106, 122, 134, 151, 172, 184.

Fabarius, Über die Querschnittberechnung trapezförmiger Stützmauern. Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 446.

Engels, Untersuchungen über den Seitendruck der Erde auf Fundamentkörper. Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 409.

Puller, Zur Querschnittberechnung trapezförmiger Stützmauern. Zentralbl. d. Bauverw. 1897, S. 182.

Lieckfeldt, Die Standfestigkeit der Staumauern mit offenen Lagerfugen. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 105.

Land, Einige Beziehungen der zusammengesetzten Festigkeit nebst Anwendungen u. s. w. (Anwendung auf Stützmauern). Deutsche Bauz. 1898, S. 248.

Bachmann, Verteilung der Spannungen in bogenförmigen Sperrmauern. Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 10.

Lieckfeldt, Der Einfluſs der Bogenform auf die Standsicherheit der Staumauern. Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 301.

Puller, Ermittelung vorteilhaftester Stützmauerquerschnitte. Zeitschr. f. Arch.- u. Ing.-Wesen 1900, S. 505.

Ausbildung der Stirnmauern auf überschütteten Gewölben zur Verminderung des ungünstigen Einflusses des Erddruckes. Deutsche Bauz. 1901, S. 191.

Tafeln zur Berechnung des Erddruckes. Zentralbl. d. Bauverw. 1901, S. 525.

P. Kresnik, Das kleinstmöglichste Querprofil der Talsperrenmauern. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1904, S. 534.

von Simbeck, Stützwände (Vergleich von massiven Stützmauern mit solchen aus Eisenbeton). Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1905, Heft 27, S. 422.

Bloudeck, Zur Bestimmung der Stärke von Stützmauern mit trapezförmigem Profil. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1905, Heft 28, S. 469.

Wilson and Gore, Stresses in dams (Experimentelle Methode zur Anzeigung der Druckverteilung in Sperrmauern). Engineering 1905, Aug. S. 134.

Johnson, Comparativ cost of plain and reinforced concrete retaining walls. Engng. news 1905, Febr. S. 174.

Mattern, Zur Frage der Gewölbewirkung bogenförmiger Talsperren. Zentralbl. d. Bauverw. 1905, S. 217.

c) Ausführung von Stützmauern und Talsperren.

Wilke, Futtermauer am Bahnhofe Malsfeld. Deutsche Bauz. 1880, S. 523.

Havestadt, Die Kaimauern auf Feyenoord bei Rotterdam. Zeitschr. f. Bauw. 1881, S. 498.

Grueber, Die Watzmann-Talsperre. Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 246.

Ports de mur (Profile von Kaimauern). Ann. industr. 1886, S. 774.

Les grands murs de soutènement Cournion, La Bastide, La Forêt, Cerbère. Le Génie civil 1886, IX, S. 145.

Church, The Quaker bridge dam and reservoir, New York water supply. Engineering 1888, S. 77.

Strukel, Über die neueren Hafenanlagen in Rotterdam. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1888, No. 3 u. 4.

Frostrisse in der Ufermauer des neuen Freihafens in Bremen. Zentralbl. d. Bauverw. 1888, No. 8.

Intze, Talsperren, insbesondere diejenige im Fuelbecke-Tale. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1888, S. 622.

Intze, Der Bruch des Wasserbehälters in Soucier bei Montreux. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1889.

The Seawater Dam. Engng. news 1888, Bd. 20, S. 324.

Lodom dam; New York water supply. Engng. news 1888, Bd. 20, S. 421.

Intze, Talsperrenentwürfe im Gebiete der Wupper. Deutsche Bauz. 1888, S. 438.

Grueber, Die Osselitzen-Talsperre. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1888, S. 347.

Golisch, Talsperre auf der Portland-Zementfabrik in Züllchow bei Stettin. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1888, S. 785.

The Liverpool water works. Engineering 1889, Bd. 47, S. 152. — Deutsche Bauz. 1889, No. 32.

Haupt und Rohns, Ufermauer am Kaiserhafen in Ruhrort. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 255.

Kresnik, Die Sicherheits- und Benutzungsvorkehrungen bei Wasserreservoir-Talsperren. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 313.

Reisebericht über einige Wasserstraßen in Norwegen und Schweden. Deutsche Bauz. 1890, S. 49.

Travaux d'agrandissement du port de Rotterdam. Nouv. ann. de la constr. 1890, Jan.

Le nouveaux réservoirs de Montmartre. Le Génie civil 1896, XVI. No. 10.

Ports maritimes de la Hollande. Ann. des ponts et chaussées 1890, Fév.

Subaqueous foundations. Engineering 1890, Okt. S. 156.

Petri, Die Cristal Springs-Talsperre bei San Franzisko. Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 14.

Die Kaimauern von Bordeaux. Schweiz. Bauz. 1891, XVII. S. 26.

Brennecke, Der Bau der neuen Kaimauern von Bordeaux. Zeitschr. f. Bauw. 1891, S. 531.

The Beetaloo dam, South Australia. Engng. news 1891, Bd. 25, S. 527.

The new water-supply of Newark, N. Y. Engng. news 1891, Bd. 26, S. 140.

de Nansonty, Barrage et aqueduc de Vyrnwy pour l'alimentation de la ville de Liverpool. Le Génie civil 1892, XXI. S. 373.

The new Croton dam for the New York water supply. Engng. news 1892, Bd. 27, S. 552.

The Tansa dam, Bombay water works. Engng. news 1892, Bd. 27, S. 646.

The new concrete masonry dam of the Buthe City water Co. Engng. news 1892, Bd. 28, S. 554.

Lake Vyrnwy and the Vyrnwy water supply to Liverpool. Engineering 1892, Juli.

Great Northern railway. Widening works. Engineering 1892, Nov. S. 385.

Gerhardt, Die neue Croton-Talsperre für die Wasserleitung in New York. Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 103.

Fecht, Über die Anlage und den Betrieb von Stauweihern in den Vogesen, insbesondere über den Bau der Stauweiher im oberen Frechttale. Zeitschr. f. Bauw. 1893, S. 606.

Hoffmann, Hagen'sche Stützmauer auf dem Grundstücke des Baurats H. Kaiser in Neubabelsberg. Deutsche Bauz. 1894, S. 84.

Pelletreau, Note sur les profils sans extensions des grandes barrages en maçonnerie. Ann. des ponts et chaussées 1894, VII. S. 619.

Benduhn, Die Entwürfe zur neueren Hafenanlage von Stettin. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1894, S. 953.

Glasgow water works. Engineering 1894, Bd. 57, S. 703.

Der Nord-Ostsee-Kanal. Deutsche Bauz. 1895, S. 145.

Bühler, Die Staumauer von Bouzey bei Epinal. Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 211.

Intze, Die Erweiterung des Wasserwerks der Stadt Remscheid. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1875, S. 639.

Lévy, Considération sur la construction des grands barrages. Le Génie civil 1895, Bd. 27, S. 301.

Günther, Über Ufermauern und Uferbohlwerke auf Pfahlrost. Deutsche Bauz. 1896, S. 111.

Murs de soutènement et perrés en maçonnerie du chemins de fer de Péloponèse. Nouv. ann. de la constr. 1896, III. S. 172.

Repairs on the Queen Lane reservoir at Philadelphia (effect upon leakage). Engng. news 1896, Bd. 35, S. 113.

Storage reservoir at Bhatgur. Engineering 1897, März, S. 284.

Grosch, Der Bau des neuen Verkehrs- und Winterhafens zu Dresden-Friedrichstadt. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1897, S. 2.

Eine Staumauer von Beton mit Stahlplattenbekleidung. Zentralbl. d. Bauverw. 1897, S. 450.

Barrage avec piles intermédiaires et voûtes verticales formant masque. Ann. des ponts et chaussées 1897, 7. Série, Taf. 3.

Ziegler, Die Erbauung des unteren Otay-Dammes. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 256.

Eger, Talsperren von Mauerwerk und Eisen. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 525.

Cadart, Canal de la Marne à la Saone. Réservoir de la mouche. Ann. des ponts et chaussées 1899, IV. S. 61.

Die Mauer des Staubeckens von Ban. Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 524.

Lingese-Talsperre bei Marienheide. Zentralbl. d. Bauverw. 1901, S. 105.

Hennings, Die neuen Linien der Rhätischen Bahn. Schweiz. Bauz. 1901, 6. Juli, S. 6. Abmessungen der Stütz- und Futtermauern.

Vom Bau der Urft-Talsperre bei Gemünd in der Eifel. Deutsche Bauz. 1903, S. 133.

Die Kaimauern in Rotterdam. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1903, S. 341.

Futtermauer an der Hochstraße zwischen der Wiesenstraße und der Ringbahn bei Bahnhof Gesundbrunnen. Zeitschr. f. Bauw. 1903, Bl. 33 u. 34.

Richou, Les barrages d'Assyont et d'Assouan et le système général des irrigations de l'Égypte. Le Génie civil 1903, XLIII. S. 385.

Andreae, Die Talsperre von Avignonnet. Schweiz. Bauz. 1903, Dez. S. 287.

Brennecke, Über Ufermauern mit Flutwechsel. Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 43.

Die Stauwerke des Nils. Schweiz. Bauz. 1904, April, S. 183.

Stützmauer in Stampfbeton an der Villa Henschel in Kassel. Deutsche Bauz. 1904, S. 25.

Mur de quai construit au port de Delfrige. Nouv. ann. de la constr. 1904, Mai, S. 78.

Mattern, Das Wasser- und Elektrizitätswerk der Stadt Solingen (Talsperre im Sengbachtale). Zeitschr. f. Bauw. 1904, S. 295, 515 u. 639.

Staudämme im Westen der Vereinigten Staaten von Nordamerika (Auszug aus „De ingenieur“ No. 15, 1905). Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1905, Juli, S. 464.

Bernhard, Die Treskow-Brücke zu Oberschönweide bei Berlin (Stützmauer der Oberschönweider Rampe). Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1905, Aug., S. 1275.

The Roosevelt masonry dam on Salt river, Arizona. Engng. news 1905, Jan. S. 34.

Pier and bulkhead construction in New York harbor. Engng. news 1905, May, S. 503.

Wiley, Masonry dam for the Granite Springs reservoir, Cheyenne Water works. Engng. news 1905, June, S. 671.

The Assuan dam. Engineering 1905, June, S. 570.

Ein französisches Urteil über deutsche Bauweise von Staudämmen und Sperrmauern. Zentralbl. d. Bauverw. 1905, S. 319.

d) Stützmauern aus Beton und Eisen.

α. Theorie der Eisen- und Beton-Konstruktionen.

Das System Monier. Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 88, 144, 462.

Neumann, Über die Berechnung der Monier-Konstruktionen. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1890, S. 209.

Melan, Zur rechnungsmäßigen Ermittelung der Biegungsspannungen in Beton- und Monier-Konstruktionen. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1880, S. 224.

Note sur la résistance des planches en acier doux et béton de ciment, système Hennebique. Nouv. ann. de la constr. 1894, I. S. 42.

Möller, Empirische Untersuchungen im Bauingenieurfach, insbesondere an Beton-Eisenkonstruktionen ausgeführte Bruchbelastungen. Deutsche Bauz. 1894, S. 600.

Rappaport, Berechnung der Monier-Träger. Schweiz. Bauz. 1897, I. S. 61.

v. Thullie, Über die Berechnung der Monier-Platten. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897, S. 198.

Emperger, Zur Theorie der verstärkten Betonplatten. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897, S. 351.

Weitere Versuche mit Monierplatten. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897, S. 560.

Hermanek, Einfluſs von Temperaturschwankungen von Beton-Eisenkonstruktionen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897, S. 694.

Ostenfeld, Zur Berechnung von Monier-Konstruktionen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1898, S. 22.

Latowsky, Zur Berechnung von Monier-Konstruktionen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1898, S. 56.

v. Thullie, Berechnung der gerippten Beton-Eisenträger, System Hennebique. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1899, S. 539.

Rofshänder, Anwendung und Theorie der Beton-Eisenkonstruktionen. Schweiz. Bauz. 1900, S. 93, 101.

Ritter, Die Bauweise Hennebique. Schweiz. Bauz. 1899, S. 41, No. 5.

Koenen, Grundzüge für die statische Berechnung der Beton- und Betoneisenbauten. Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 229.

Ergänzungen und Berichtigungen zu dem vorigen Artikel. Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 367.

v. Thullie, Neuere Versuche mit Betoneisenbalken. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1902, S. 697.

Barkhausen, Die Verbundkörper aus Mörtel und Eisen. Zeitschr. f. Arch.- u. Ing.-Wesen 1902, S. 245.

Mörsch, Theorie der Beton-Eisenkonstruktionen. Deutsche Bauz. 1903, S. 210.

Bortsch, Graphostatische Untersuchung der Verbundkörper aus Beton und Eisen. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1903, S. 428.

Geusen, Beitrag zur Berechnung von Beton und Betoneisenbalken. Zeitschr. f. Arch.- u. Ing.-Wesen 1903, S. 13.

Ausschuſs des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine und des deutschen Beton-Vereins. Vorläufige Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten. Deutsche Bauz. Mitteilungen über Zement, Beton- u. Eisenbetonbau 1904, No. 4, S. 13.

Runderlaſs des Ministers der öffentlichen Arbeiten, datiert Berlin den 16. April 1904, betreffend Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten. Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 253.

β. Ausgeführte Konstruktionen.

Die Verwendung von Eisen und Zement für Herstellung von Schleusenmauern und Schleusenböden. Zentralbl. d. Bauverw. 1892, S. 489.

Uferschalung aus Eisen und Beton. Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 481.

Murs de soutènement et passerelle du quai Debilly à Paris en béton de ciment armé, système Hennebique. Nouv. ann. de la constr. 1900, VII. Mai, S. 66.

Stützmauer aus Beton und Eisen für die Pariser Weltausstellung. Engng. news 1900, Bd. 43, S. 111.

Emperger, Neuere Bauweisen und Bauwerke aus Beton und Eisen nach dem Stande der Pariser Weltausstellung 1900. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1901, No. 7 u. 8.

Kai- und Futtermauern aus Beton und Eisen (System Hennebique). Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1901, S. 533.

Mörsch, Fabrikbau in Eisenbeton für die Daimler Motoren-Gesellschaft in Untertürkheim. Mitteilungen über Zement-, Beton- und Eisenbetonbau. Beiblatt der Deutsch. Bauz. 1904, No. 2, S. 5.

Futtermauer in Eisenbeton, Mitteilungen über Zement u. s. w. Beiblatt der Deutschen Bauzeitung 1905, No. 3, S. 11.

Stützwand aus Stampfbeton. Zement und Beton 1905, S. 198.

Futtermauer aus Eisenbeton an der Zufahrt eines Tunnels in Seattle, Wash. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1905, S. 936.

Sinks, Analysis and design of a reinforced concrete retaining wall. Engng. news 1905, Jan. S. 8.

A quickly erected reinforced concrete dam at Fenelon Falls, Ont. Engng. news 1905, Febr. S. 135.

Graff, High reinforced concrete retaining wall construction at Seattle, Wash. Engng. news 1905, March, S. 262.

A hollow reinforced concrete dam at Schuy-Lerville, N. Y. Engng. news 1905, April, S. 448.

Verbesserungen des Hafens von Valparaiso (Kaimauern aus Eisenbeton). Zentralbl. d. Bauverw. 1905, S. 224.

Sachverzeichnis.

(Die Ziffern bedeuten die Seiten.)

Abdeckung der Stützmauern. 374.
Abdichten der Talsperren. 399.
Abfallrinnen. 162, 163, 169, 182, 183.
Abkeilen. 11.
Abmessungen d. Stützmauern. 341 bis 344.
— — Kaimauern. 364.
— — Talsperren. 372.
— ebener Stützmauern mit Strebepfeilern. 357.
— von zwischen Strebepfeilern gewölbten Stützmauern. 362.
Abpflasterungen. 168.
Abrutschung. 220.
Absonderungsflächen. 214.
Absteckungsarbeiten. 16, 18.
Abtragarbeiten. 1, 123.
Abtragmasse. 2.
Abtragprofil. 17.
Ackerkrume. 18.
Akkumulator-Lokomotiven. 79.
Alicante-Talsperre. 402.
Alluvium. 199.
Angriffspunkt des Erddrucks. 313.
Anheften des Bodens. 225.
Anschneiden, stufenförmiges — des Geländes. 19.
Anschüttungsarbeiten. 1.
Antriebscheibe. 112.
Arbeiter, Unterbringung und Versorgung der —. 21.
—baracken. 21, 22.
Arbeitsaufwand b. Bodengewinnung mit Handbetrieb. 35.
Arbeitsbahnen. 18, 82.
— Kosten der —. 105.
Arbeitsbetriebe am Auf- und Abladeorte. 122—124.
Arbeitsbetrieb mit der Schiebkarre. 141.
— — — Kippkarre. 141.
— — Wagen auf Schienengleisen. 142.
Arbeitskräfte, Bedarf an —n bei Schiebkarren. 58.
— — Handkippkarren. 66.
— — Pferdekippkarren. 67.
— — Wagen auf Schienen. 94
Arbeitslohn u. Arbeitszeit. 26, 27.
Aufgehendes Mauerwerk d. Stützmauern. 373.
Auflockerung des Bodens. 27, 30.
Aufseher. 22.
Aufsetzen der Bruchsteine. 20.
Aufträge aus unauflöslichen durchlässigen Bodenarten. 180.
— — fetten Bodenarten. 181.
— auf Seeschlamm, Rutschungen der —. 273.
Auftragarbeiten. 1.
Auftragböschungen, Befestigung u. Entwässerung der —. 179.
— dem Wasser- u. Wellenangriff ausgesetzte —. 188.
Auftragmassen, gefrorene. 176.
Auftragprofil. 17.
Auftreiben der Einschnittsohle. 220, 235.
Aufzugvorrichtung, bei schiefer Ebene. 56.
Ausführung der Mauern für Talsperren. 397.
— — Stütz- u. Futtermauern. 373.
Auslegermasten für elektrische Bahnen. 78.
Ausroden der Wurzeln. 20.
Aussetzen v. Bettungsmaterial. 20.
Ausweichestellen. 128.
Ausweichungen. 82.
Axt. 12.

Bänder ohne Ende. 52.
Baggertorf. 9.
Bahnbettung. 153.
Bahnkrümmungen. 154.
Baker's Annahmen üb. d. Richtung des Erddrucks. 312.
Bankette. 255.
Bauausführung d. Stütz- u. Futtermauern. 373.
Baufeld, Vorbereitung d. —es. 18.
Baugruben, Erdarbeiten bei —. 4.
Bauhütte. 20.
Baustellen, Einrichtung der —. 20.
— Abschliefsung der —. 21.
Baustoff der Stützmauern. 373.
Bauten, unterirdische. 209.
Bedarf an Arbeitskräften für Erd- u. Felsarbeiten. 58, 66, 67, 94.
— — Mauerwerk f. Stützmauern. 351.
Bedingungsgleichung für d. Dicke einer Stützmauer. 343.
Befestigung der Einschnitt- und Dammböschungen. 160, 179.
Beförderungskosten f. Erde durch Menschen. 99, 100, 101, 103.
— — Pferde. 101, 103.
— — Lokomotiven. 102.
— — auf Schienengleisen. 104, 106.
Bekleidung der Böschungen. 163, 170, 183, 189.
Beladestelle. 111, 112.
Belastungsgleichwerte. 303.
Beobachtung gefährdeter Stellen. 288.
Bepflanzung der Böschungen. 166, 183.
Berechnung der Standsicherheit v. gewölbten Stützmauern. 382.
— trapezförmiger Stützmauerquerschnitte. 344.
Bergstürze. 201.
Bergwerke. 209.
Bermen. 171, 179, 189.
Besamung. 163, 183.
Besatz. 33.

Bestimmungen der „T. V." f. vollspurige Bahnen. 153.
— für Lokaleisenbahnen. 157.
Bewegliche Sturzgerüste. 140, 145.
Bewegungswiderstände gegen Gleiten, Vermehrung d. —. 222, 224.
Biegungsspannungen in den Lagerfugen. 337.
Bodenarten. 27.
Boden, Auflockerung d. —s. 27, 30.
Bodenbeförderung, verschiedene Arten der —. 50.
— in Schiebkarren. 52.
— — Pferdekippkarren. 59.
— auf Schienengleisen. 85.
Bodenbewegungen, Ursachen und Veranlassungen zu —. 199.
— Dauer u. Umfang der —. 206.
— durch Bauten herbeigeführte. 209.
Bodengewinnung durch Handarbeit. 34.
— mittels Maschinen. 38.
—skosten. 35.
— nach v. Rziha. 36.
Bodenkipper. 69, 70, 77.
Bodenklassen. 27, 136.
Bohlwerke. 188.
Bodensenkungen. 210.
Bodenuntersuchungen. 13.
Böschungen, Bepflanzung der —. 166.
—, Neigung der —. 150.
—, Schutz und Bekleidung d. —. 163.
Böschungsabstürze. 235.
Böschungsauslauf. 17.
Böschungslinie. 150.
Böschungsverhältnis. 150, 151, 350.
Böschungswinkel. 150, 151.
Bohrer. 11, 14.
Bohrlochtiefe und Weite. 33.
Bohrlöcher. 14.
Bohrlöffel. 11.
Bohrregister. 16.
Bohrvorrichtungen. 14.
Breccien. 8.
Brecheisen u. Brechstange. 11, 12.
Breithacke u. Breithaue. 11, 12.
Bremsberge. 13, 52. 108.
Bremsvorrichtung. 109.
Bruchflächen. 214.
Bruchfuge bei ebener Wand und Oberfläche des gestützten Erdkörpers. 297.
Brücken an Stelle von Dämmen. 256.
Brunnen, Anordnung von — gegen Rutschungen. 182, 237.
Brüx, Einsturz von —. 210.

Carsons Vorrichtung. 114.
Chamond-Talsperre. 402.
Considères Theorie. 308.
Coulombs Theorie. 308.
Couvreux'scher Eimerkettenbagger. 41.
Crugnolas Profil für Talsperren. 402.
Culmanns Theorie. 308.

Dämme a. Moor u. Torf. 267, 269.
— Beispiele. 272.
Dammbewegungen a. nachgiebigem Untergrunde. 266.
Dammböschungen. 151, 179.
Dammrutschungen. 216.
— a. geneigter Boden- od. unterirdischer Gleitfläche. 253.
— infolge Verminderung des Zusammenhaltes. 260.
— Gegenmafsnahmen. 253, 258, 261, 266.
— Beispiele. 274 bis 287.
Dammschüttung. 19.
—, Arten der —en. 138.
— Vorsichtsmafsregeln b.—en. 175.
Dampflokomotiven. 77.
Deckrasen oder Flachrasen. 165.
Diagonalschichtung. 199.
Dichtung, künstliche, der Bodenmassen. 177.
Diluvium. 199.
Dolomitmergel. 6.
Doppelgleisige Bahnen (Querschn.). 155.
Doppelstopfhacke. 12.
Drahtseilbahnen. 52, 110, 111.
Drainanlagen. 181, 237.
Drainierung der Sperrmauern. 399.
Drainröhren. 19, 167, 172, 226.
Drehscheiben für Erdbeförderungswagen. 80, 84, 85.
— Verwendung z. Kopfschüttung. 149.
Druckdreieck. 297.
Druck eines belasteten Erdkörpers. 302.
— eines Dammes auf eine beliebige Ebene. 319.
—ellipsoid. 325.
— im unendlichen Erdkörper. 314.
— in beliebiger Richtung. 317.
Druckfestigkeit einiger Mauer- und Mörtelstoffe. 340.
—fläche. 323, 336.
—prisma. 337.
Druckverteilung. 300.
— über die Lagerfugen u. Flächen der Stütz- und Futtermauern. 336, 337.
Durchlässe, Überschüttung der —. 178.
Dynamit als Sprengmittel. 32.

Ebene Stützmauer mit Strebepfeilern, Abmessungen. 356.
Einfluss von Wärmeunterschieden bei Stütz- u. Futtermauern. 375.
Eimerkette m. zwangläufiger Führung. 48.
Eimerkettenbagger. 38.
— von Couvreux. 41.
—, drehbarer. 41.
—, verschiebbarer. 42.
Eimerleitern, mehrteilige. 49.
Eingleisige Bahnen (Querschnitt). 154.
Einrichtung der Baustellen f. Erd- und Felsarbeiten. 20.
Einschnittarbeiten. 1.
Einschnittbetrieb. 109.
—, gewöhnlicher. 125.
—, englischer. 131.
Einschnittböschungen. 151, 152.
—, Befestigung und Entwässerung der —. 160.
Einschnittbreite. 155.
Einschnitte in Fels. 161.
— — Kies und Sand. 161.
— — fetten Erdarten. 162.
Einschnittgräben. 169.
Einschnittrutschungen. 216.
— auf Gleitflächen. 219.
— infolge Verminderung des Zusammenhaltes. 234.
— Gegenmafsnahmen. 222, 234.
— Beispiele. 237 bis 253.
Eisgang, Angriff des —s. 188.
Eisenbahnen, Erdbau bei —. 2.
Eisenbahnunterführungen. 353.
Eisenkeile. 11.
Eisleben, Bodensenkungen in —. 210.
Elektrische Lokomotiven. 78.
Ellipsoide. 325.
Elm, Bergsturz von —. 209.
Englische Stützmauern. 378.
—r Einschnittbetrieb. 131.

Englischer Einschnittbetrieb, Ersparnis beim — —. 138.
— —, Kosten des — —es. 135.
— —, Nachteile d. — —es. 137.
— —, Vorteile beim — —. 136.
Entladestelle. 111, 112.
Entlastungsbögen. 231.
Entwässerung. 19.
— der Einschnittböschung. 160.
— — Dammkrone. 182, 262.
— des Bodens. 253.
— — Schüttbodens. 262.
— der Stützmauern. 374.
—sanlagen. 222, 225.
— bei Aufträgen. 181.
Entwässerungsgräben. 152, 189.
Entwässerungskanäle. 181.
Entwässerungsstollen u. Schächte. 229.
Erdarten. 4.
Erdbagger. 9, 38.
Erdbeben. 208.
— Schutz der Bauten gegen —. 208.
Erdbeförderungswagen. 13, 68.
Erdbewegungen, verursacht durch Bauten. 209.
Erddruck. 294.
— auf unterschnittene und gekrümmte Wände. 304.
— bei ebener Stützwand u. Oberfläche des gestützten Erdkörpers. 295.
— — — Wand und gebrochenem Gelände. 301.
—, zeichnerische Ermittelung. 298.
Erddruckformeln. 306.
Erddruckrichtung. 308.
Erdgräber. 9, 38.
Erdkörper für Eisenbahnen. 150.
— für Straßen und Kanäle. 159.
—, der gleichwertige. 327.
— Unterhaltungskosten d. —. 190.
— Schutz der —. 189.
Erdpackungen bei Dämmen gegen Rutschungen. 230, 255.
Erdpfeiler. 230.
Erdprisma v. größten Druck. 294.
Erdrutschungen. 196.
— im engeren Sinne. 213.
Erdwagen mit festem Kasten. 68.
— mit beweglichem Kasten. 71.
— Kosten der —. 76.
— Bedarf an —. 92.
— bei Beförderung d. Menschen. 93, 101, 103.
Erdwagen bei Beförderung durch Pferde. 93, 101, 103.
— — — — Lokomotiven. 93, 102, 103.
Erdwalzen. 13, 177.
Exkavatoren. 38.

Faschinenbettung. 269.
Faschinenwerke. 188.
Feldbahnen, elektr. v. A. Koppel. 78.
Felseinschnitte. 161.
Felsschlipfe (Felsstürze). 201.
Feste Sturzgerüste. 139, 143.
Festnageln der bewegl. Schichten. 259.
Festungsbauten, Erdarbeiten b. —. 4.
Filterdecken. 236.
Flachrasen, s. Deckrasen. 165.
Flamants Annahmen über die Richtung des Erddrucks. 312.
Flottlehm. 7.
Förderarten, Übersicht. 50.
— Tagesleistungen verschied. —. 121.
— zur Wahl der —. 119.
Fördergefäße bei Drahtseilbahnen. 111, 112.
Fördergeräte, Bedarf an —n. 57, 65, 92.
Förderweite, Einfluß der Steigungen auf die —. 98.
Förderpreise bei Beförderung auf Schienengleisen. 104, 106, 107.
Fördertabellen. 98.
Form der Talsperren. 400.
Formeln f. d. Erddruck. 306.
Fowler'scher Dampfpflug. 39.
Furens-Talsperre. 402.
Fußstützung. 232.
Futtermauern. 232, 336, 347, 366, 373, 376.
—, Vergleich der Abmessungen zu denen der Stützmauern. 366.
Futtermauer der Untergrundbahn in London. 381.

Gebirgsarten. 196, 199.
Gebräches Gebirge. 136.
Gefrorene Auftragmassen. 176.
Gegendämme und Bankette. 255, 259, 266.
Gegenmaßnahmen gegen Rutschungen. 217, 222, 234, 253, 258, 261, 266.
Gegenstände des Erdbaues. 1.
Gehänge. 112.
Gelände, Anschneiden des —s. 19.
Geometrische Arbeiten. 16.
Geräte des Erdbaues. 9.
Gekrümmte Stützmauern m. Strebepfeilern, Abmessungen. 362.
Gekrümmte Stützwände. 306.
Geologie, physiographische. 196.
Gerölle. 8.
Gerüstschüttung. 139, 140, 143, 145, 178.
— mit festen Gerüsten. 139, 143.
— mit beweglichen Gerüsten. 140, 145.
Gestein als Schüttboden. 175.
Gewicht, Beförderung d. Reibung durch das —. 198.
Gewinnungsfestigkeit d. Gebirges. 37.
Gewölbe, stehende zwisch. Strebepfeilern. 362.
Gileppe-Talsperre. 402.
Gleichgewicht eines würfelförmigen Erdteilchens. 314.
Gleichgewichtserhaltung. 199.
Gleichgewichtsstörungen. 198.
Gleichwertige Erdkörper. 327.
Gleisbahnen für Erdbeförderung. 68, 81, 124, 142.
Gleise. 13, 80, 81.
— Absenken der —. 126.
— Anlage der —. 128.
Gleisentfernung. 154.
Gleisrahmen. 81.
Gleisunterhaltung, Kosten der —. 103.
Gleiten der Mauerschichten, Verhinderung des —s. 400.
Gleitflächen. 213, 257.
— als Bruchfugen. 297, 315.
— Einschnittrutschungen auf —. 219.
—, muldenförmige. 221.
Gleitschichten, Lage der —. 219.
—, Rutschungen auf —. 205.
Glimmersand. 7.
Goodwin-Wagen. 70.
Grabenbefestigung i. Schliefboden. 235.
Grabenbreite. 155.
Grabenmauern. 169.
Grabmaschinen. 38.
Grand. 8.
Grasnarbe. 164.
Grundmauerwerk der Stützmauern. 373.

Grundrifshalbmesser gekrümmter Talsperren. 400.
Grundzüge (G. f. L.) für Lokaleisenbahnen. 157.
Günstigster Querschnitt für Stütz- oder Futtermauern. 349.
Gypsmergel. 6.

Habra-Talsperre. 402.
Hacke. 11.
Hafenmauer zu Geestemünde. 393.
Hagen'sche Stützmauer. 397.
Harlachers Profil f. Talsperren. 402.
Handhammer. 12.
Handkippkarren. 59, 61.
— Beförderungskosten mit —. 100.
Handkippkarrenbetrieb am Aufladeort. 124.
— am Abladeort. 141.
Haue. 11.
Hauptdrücke. 315, 316.
Hecken. 189.
Herzstücke für Weichen. 82.
Hintermauerung. 186.
Hinterfüllung d. Stützmauern. 375.
Höhenfixpunkte. 16, 18.
Höhenzeichen. 18.
Höhennetz. 18.
Hollsteins offene Stützmauer. 386.
Holzschwellen. 81.
—Abmessungen für verschiedene Spurweiten. 82.
Humus. 8.
Humusschicht. 18.
Hürden. 189.
Hufs'sche Normalien. 351.

Kaimauer. 330.
— Abmessungen der —n. 364.
— am Sandtorhafen in Hamburg. 394.
— am Winterhafen in Dresden-Friedrichstadt. 392.
— Mittellinie d. Druckes bei —n. 334
— zu Chalons a. d. Saone. 396.
— zu Glasgow. 306.
— zu Rotterdam. 394.
Kalkmergel. 6.
Kanäle, Erdarbeiten bei —n. 3.
Kanalböschungen. 170.
Kanalquerschnitte. 160.
Kantenpressung. 337.
Kaolin. 4.
Karrbahnen (Karrfahrten). 13.
Karrdielen. 53, 55. 60.
—, Bedarf an —. 57.
Kastenwagen. 68.
Keilhaue. 11.
Kern der Lagerflächen. 338.
Kettenaufzüge. 108.
Kies (Grand). 8.
Kippkarren. 13, 59.
— Anordnung der Arbeiten. 61.
— Bedarf an —. 66.
— Leistung mit —. 65.
—beförderung. 51, 59.
— Leistung bei —. 63.
Kippwagen. 71, 77.
Kleinbahnen. 157.
Kletterweiche. 83, 84.
Kohäsion (Zusammenhalt) u. Reibung. 197.
Kohäsionswinkel. 150.
Konglomerate. 8.
Kopfrasen. 165.
Kopfschüttung. 139, 147, 178.
Koppel'sche Arbeitsbahnen. 81.
— elektrische Lokomotiven. 79.
Kornschaufel. 12.
Kostenberechnung der Stützmauer bei Bahnhof Malsfeld. 383.
Kosten der Steinpackungen. 187.
— der Erdbeförderung. 99 bis 108.
Krantz'sches Talsperrenprofil. 402.
Kratzer. 11.
Kreuzhacke. 11, 12.
Kreuzschichtung. 199.
Kreuzstopfhacke. 12.
Kronenbreite. 152, 154, 157.
— der Hauptbahnen. 152.
— der Neben- und Kleinbahnen. 157.
Kronenstärken v. Stützmauern. 376.
— von Talsperren. 401.
Kuhn'sches Talsperrenprofil. 402.
Kunstbauten. 209.

Ladebankett. 127.
Ladegleise, Anordnung der —. 40, 42, 128, 129.
Laden des Bodens. 27.
Ladungshöhe. 33.
Ladungslänge. 33.
Lagenbau. 123, 125.
Lagenschüttung. 138, 142.
Lagerfugen, Anordnung bei Stützmauern. 355.
—, Druckverteilung über die —. 336.
Lagerungsverhältnisse der Bodenschichten. 16, 199.
Landstrafsenquerschnitte. 159.
Latten-Profillehre. 17.
Laufrinnen. 52.
Laufseile. 111.
Lehm. 6.
— als Schüttboden. 176.
Lehmmergel. 6.
Leistung bei Bodenbeförderung a. Schienengleisen. 85.
— bei Beförderung d. Menschen. 85.
— — — — — Pferde. 86.
— — — — — Lokomotiven. 88.
— des englischen Einschnittbetriebes. 135.
— bei Anwendung v. Kippkarren. 63, 65.
— b. Schiebkarrenanwendung. 57.
Leitungsträger, versetzbare für elektrische Bahnen. 78.
Letten. 7.
Linksweiche. 83.
Löffelbagger. 39.
— von Ruston, Proctor & Cie. 39.
Löffelbohrer. 14.
Lösekosten, gesamte. 38.
Lösen des Bodens. 27.
Löfs. 7.
Lokomotiven. 13, 77.
— elektrische. 78, 79.
Lufteinwirkung a. den Erdboden. 200.

Markierpfähle. 16.
Massenverteilung. 2.
Masten m. Auslegern f. elektrische Bahnen. 78.
Mauer- und Mörtelstoffe, Druckfestigkeit einiger —. 340.
Mauerwerk der Stütz- und Futtermauern. 373.
Meifselbohrer. 14.
Mergelarten. 6.
Mergelton. 6.
Mildes Gebirge. 136.
Minenanlagen. 33.
Minenherd. 31.
Minenmund. 33.
Minentiefe. 33.
Mittellinie des Drucks. 330 bis 336, 338, 339.
Mörtel für Talsperren. 399.
Mohrs Theorie. 308, 309.
Moor- und Torfboden. 8, 19.
— Beseitigung des —. 268.

Moorauftreibungen. 270, 272.
Muldenkipper. 74, 77.
Mutterboden. 18.

Nachschüttung der Dämme. 174.
Nagelhammer. 12.
Nagelklaue. 12.
Nebenanlagen. 189.
Nebenarbeiten. 18.
Nebenbahnen. 157.
Neigung der Böschungen. 150.
— der Einschnittböschungen. 160.
— d. Dammböschungen. 151, 179.
Nitroglyzerin. 32.
Nobel'sches Dynamit. 34.
Normalpressung auf die Flächeneinheit d. Lagerflächen v. Stütz- und Futtermauern. 339.

Oberflächen-Entwässerung. 167.

Packwerke mit Pfählen. 188.
Pfähle zur Stützung von Dämmen. 255.
Pferdekarren. 61.
Pferdekippkarren, Kosten der Beförderung mit —. 101.
—betrieb am Aufladeort. 61, 124.
— am Abladeort. 62, 148.
Pflugartige Grabmaschinen. 39.
Pickel. 11, 13.
Pinge in Brüx. 211.
Planentwurf. 153.
Planumbreite. 18, 152.
Plattenketten. 52.
Porzellanerde. 4.
Preise für Beförderung in Schiebkarren. 99.
— in Handkippkarren. 100.
— in Pferdekippkarren. 101.
— in Wagen auf Schienengleisen. 101.
Preisermittelungen für die Beförderung der Bodenmassen. 98.
Preistabellen 107.
Profillehre. 17.

Quarzsand. 7.
Querschieferung. 214.
Querschnitt, günstigster für Stütz- und Futtermauern. 349.
Querschnittbeispiele f. Vollbahnen. 156.
— für Nebenbahnen. 158.
— für Kanäle und Strafsen. 159.

Rad-Schraper. 117.
Rasen. 183.
Rasenbekleidung. 165.
Rasenmesser. 10, 18.
Rasenpflug. 11, 18.
Rasenschaufel. 10, 18.
Rasenziegel. 10, 18.
— Aufstapelung der —. 18.
Rechen. 13.
Rechtsweiche. 83.
Reibung der Erdmassen. 197.
Reibungswiderstände. 198.
—, Vermehrung der —. 222, 224.
Reibungswinkel. 150.
Richtung des Erddrucks. 308.
Rigolen. 235, 236.
Rodungsarbeiten. 18, 20.
Röschenbau. 123, 127.
Rollenkipper. 76, 77.
Rolliges Gebirge. 136.
Rollwagen auf Schienengleisen. 51, 68.
Rollwagenbetrieb am Aufladeort. 124.
— am Abladeort. 142.
Ruhewinkel. 150.
Rundschaufel. 12.
Rutschflächen. 14, 257.
— mehrere übereinander. 218.
— Durchschneidung der —. 221.
— Entlastung der —. 223.
Rutschungen a. Gleitschichten. 205.
—, Maßnahmen gegen —. 217.

Sackmafs der Dämme. 172.
Sammelgraben. 162.
Sammelkanal. 232.
Sand. 7.
— als Schüttboden. 175.
Sandmergel. 6.
Sandschüttung als Ausfüllung. 177.
Sattelwagen. 69.
Schächte. 182.
Schaufel. 9, 10, 12, 13
Schefflers Theorie. 308.
Schichten, wasserführende. 15.
Schichtenpläne. 225.
Schienengleis, Kosten des Meters. 104.
Schichtflächen. 213.
Schichtung der Bodenarten. 199.
Schiebkarre, deutsch-englische. 53.
— schlesische. 54.
— eiserne. 54.
Schiebkarren. 13.
—, Bedarf an —. 57.
—beförderung. 51.
Schiebkarren, Kosten der —. 99.
— Leistung der —. 56.
—betrieb am Aufladeort. 123.
— am Abladeort. 141.
Schienenhammer. 12.
Schiefsbaumwolle. 32.
Schiffahrtskanäle. 160.
Schiffbeförderung des Bodens. 51.
Schippe. 9
Schlägel. 11, 13.
Schlagbohrer. 31.
Schlafbaracken. 23.
Schleppschraper. 115.
Schleppweiche. 82, 83.
Schlesische Schaufel. 10.
Schmalspurbahnen. 157.
Schneeverwehungen. 189.
Schneezäune. 189.
Schotter. 8.
Schraper (*scrapers*). 38, 52, 114.
Schrotschaufel. 10.
Schürfregister. 16.
Schüttboden, Einflufs des —s. 175.
Schüttgerüste. 143.
Schüttrinnen. 52.
Schüttungsarten. 133.
—, Einflufs der —. 178.
Schubspannungen der Flächenelemente. 338.
Schuttbewegungen. 200.
Schutz der Böschungen. 163, 170, 184, 266.
Schutz der Erdkörper. 189.
— gegen Schnee. 153.
Schwarzpulver. 32.
Schwebebahnen. 113.
Schwellbohrer. 12.
Schwimmende Dämme. 269.
— Sturzgerüste. 141.
Schwimmsand. 210.
Seeschlamm, Rutschungen auf —. 273.
Seilaufzüge. 108.
Seilbahnen. 13.
Seilbetrieb. 109.
Seilrolle. 112.
Seitenablagerung. 2.
Seitenbau. 123, 128.
Seitenentnahme. 2, 142.
Seitenkipper. 71, 76, 77.
— Verwendung von —n. 149.
Seitenschüttung. 139, 142, 178.
Selbstentlader. 69, 70.
Setzen der Dämme. 171.
Sicherheitsstreifen. 153.
Sickergraben. 235.
Sickerkanäle. 19, 226, 237.

Sickerrinnen. 167, 172.
Sickerrippen. 235, 254.
Sickerschlitze. 227.
Skarpierhacke. 13.
Sohlenauftreibung. 220.
Sondiereisen. 15.
Spaten. 9, 12.
Spatsand. 7.
Spitzhacke. 11, 12.
Sporen (*éperons, speroni*). 230, 232, 264.
Sprengarbeiten. 31.
Sprenggelatine. 32.
Sprenggeräte. 11, 31.
Sprengmittel. 32.
Spurweite. 153.
Stahlschwellen. 81.
Stampfen. 13.
— der Auftragmassen. 177.
Standmoment, gröfstes bei Stützmauern. 350.
Standsicherheit der Stütz- und Futtermauern. 336.
— Berechnung der — für gewölbte Stützmauern. 382.
— der Talsperren. 367.
—, Vermehrung der —. 349.
Stangenbahn. 113.
Staumauer. 330.
Steigungen, Einfluſs der — auf die Bodenbeförderung. 95.
Steinpackungen. 179, 183, 188, 255.
—, Kosten der —. 187.
Steinpflasterungen a. Böschungen. 183.
Steinrippen (Strebepfeiler). 182, 228, 230, 264.
— mit Entlastungsbogen. 231.
Steinschüttungen. 188.
Steinschutt. 8.
Stellungsellipsoid. 326.
Stichtorf. 9.
Stollen. 182.
—bau. 123, 131.
—entwässerung. 225, 265.
Stoſsbohrer. 31.
Straſsenbau, Erdarbeiten beim —. 2.
Strebepfeiler, Abmessungen der — bei Stützmauern. 359, 364.
Stromangriff der Böschungen. 188.
Strossenbau. 123, 127.
Stützmauer (Begriffsfeststellung). 330.
— a. d. Great Western-Bahn. 385.
— beim Bahnhof Gesundbrunnen. 385.
Stützmauer bei Blisworth. 381.
— mit Absätzen an der Hinterseite. 377.
— m. stehend. Gewölben zwischen Strebepfeilern. 362.
— mit Strebepfeilern beim Bahnhof Malsfeld. 381.
Stützmauern aus Eisenbeton. 387.
— aus Stampfbeton an der Villa Henschel. 384.
—, Bauausführung u. Mauerwerk der —. 373.
—, Bedarf an Mauerwerk. 351.
—, Grundmauerwerk der —. 373.
—, unterschnittene. 351.
—, Vergleich der Abmessungen zu denen der Futtermauern. 366.
—, rechnerische Bestimmung der Mittellinie des Drucks. 330.
—, zeichnerische Ermittelung der Mittellinie des Drucks. 331.
Stütz- u. Futtermauern. 232, 294.
— — d. Eisenbahn Wittenberge-Lüneburg. 356.
— — der österr. Staatsbahn. 376.
— — der Gotthardbahn. 377.
— — der Moselbahn. 380.
Stützung. 222.
— des Bodens. 230.
— des Dammes. 255.
— der Erdmassen 197.
Sturzgerüste, feste. 139.
— bewegliche. 140, 145.
— schwimmende. 141, 147.
Sumpfboden. 18.

Tagesleistungen verschied. Förderarten. 121.
Tagewasser, Ableitung d. —s. 162.
Talsperre (Begriffsfeststellung). 330.
Talsperren, Abdichten der —. 399.
— Abmessungen der —. 372.
— Ausführung d. Mauerwerks. 397.
— Form der —. 400.
— Gründung der —. 398.
— Standsicherheit der —. 367.
— v. dreieckigem Querschnitt. 367.
— v. trapezförmigem Querschnitt. 372.
— Vergleich verschiedener Talsperren-Querschnitte. 401.
Technische Vereinbarungen (T. V). 153.
Tegel. 6.
Töpferton. 4.
Ton. 4.
— als Schüttboden. 176.
Tonmergel. 6.
Torf. 8.
—auskofferungen. 271.
—schutzstreifen. 271.
—stechmaschine. 11.
Tragen des Bodens. 50.
Trapezförmige Stützmauerquerschnitte. 344.
— Talsperrenquerschnitte. 372.
Trafsmörtel, Festigkeit d. —s. 400.
Trockenbagger. 38.
—, neuere. 43.
— der Lübecker Maschinen-Baugesellschaft. 46.
Trockenmauern. 185, 347.
Trockenlegung der Bahn. 154.
Tunnelbauten. 209.
Tunnelbrüche. 218.
Tunnelvoreinschnitte, Rutschungen in —n. 221.

Überhöhung der Dämme. 174.
Überschüttung v. Durchlässen. 178.
Ufermauern. 330.
Uferschutz. 188.
Umsturzmoment. 349.
Universalkipper. 76.
Unterbringung der Arbeiter. 21.
Unterhaltung der Erdkörper. 189.
— gefährdeter Stellen. 288.
—skosten der Erdkörper. 190.
Unterirdische Bauten. 209.
Unterschneidung von Stützmauern. 349, 352.
—shöhe, günstigste. 349.
Unterschnittene Stützmauer. 378.
— —, Bedarf an Mauerwerk. 351.
Untersuchung des Bodens. 13.
Ursachen, natürliche der Bodenbewegungen. 200.

Verankerung v. Bauwerken. 212.
Verbreiterung der Dämme. 174.
Verdämmung. 33.
Vergleich einiger Stützmauerquerschnitte. 344, 348.
— zwischen Futter- u. Stützmauerabmessungen. 366.
Verhältniszahlen d. Erddrucks 307.
Verhinderung d. Gleitens d. Mauerschichten. 400.
Vering'scher Eimerkettenbagger. 43, 44.
Verkleidungsmauern. 366, 376, 377.
Verladen bei Bodengewinnung m. Handarbeit. 35.
Versuchsschächte. 14, 15.

Verteilung des Erddrucks. 300.
Verwaltungsarbeiten. 20.
Verwaltungsgebäude. 22, 23.
Verwitterung. 200.
Vollhering'scher Eimerkettenbagger. 45.
Vollspurbahnen, Querschnitte d. —. 154, 157.
Vorbereitung des Baufeldes. 18.
Vorderkipper. 76.
—, Anwendung der —. 147.
„Vor Kopf" schütten. 18.
Vorgabe. 33, 34.
Vorschlaghammer. 12.
Vorschriften für Bewohner der Baracken. 23.
Vorsichtsmafsregeln bei Dammschüttungen. 175.
Vorteile d. englischen Einschnittbetriebes. 136.
Vulkane. 207.
Vulkanische Tätigkeit. 207.

Wärmeunterschiede, Einfluſs d.—. 375.
Wagen auf Schienengleisen. 68.
—, Betrieb am Aufladeort. 124.
—, — am Abladeort. 142.
Wagenbreite. 154.
Wagenschraper. 119.
Wahl der Förderart. 119.
Wasenmesser, s. Rasenmesser. 18.
Wassereinwirkung. 200, 202, 204.
Wegeüberführungen. 353.
Wegeunterführung mit Durchlafs. 378.
Weichen. 80, 82.
Werfen des Bodens. 50.
Weyrauchs Theorie. 308.
Wildbäche. 203.
Windeinwirkung auf die Bodengestaltung. 207.
Winklers Theorie. 308.
Wirtschaftsraum d. Baracken. 22.

Zementkalkmörtel. 340.
Zerdrückungsfestigkeit d. Mauerwerks. 340.
Zündkapseln. 32.
Zündung mittels Zündschnüren. 33.
—, elektrische. 33.
Zugkette. 110.
Zugseile. 110, 112.
Zungenweiche. 82, 83.
Zusammenhalt (Kohäsion). 197.
—, Verminderung des —s. 214.
Zwangläufige Führung der Eimerkette. 48.

Berichtigungen.

S. 19, Z. 15 von unten statt: § 7 — lies: § 8.
S. 111, Z. 19 von unten statt: Frohm — lies: Frahm.
S. 176, Z. 9 von unten statt: Aufbauen — lies: Auftauen.

Druck von Rud. Bechtold & Comp., Wiesbaden.

Atlas

zum

Handbuch über Vorarbeiten, Erd-, Grund-, Strafsen- und Tunnelbau.

Zweiter Band.

Vierte vermehrte Auflage.

Inhalt der Zeichnungstafeln.

Kapitel I. Erd- und Felsarbeiten.

Seite im Text.

Tafel I. **Erdbeförderungswagen.**

Abb. 1 u. 2. Wagen mit festem Kasten von der Hannover'schen Staatsbahn . 68, 86
„ 3 u. 4. Eiserne Universalkipper 74, 77
„ 5 u. 6. Seitenkipper mit Schraubenbremse aus der Fabrik der Harzer Aktiengesellschaft in Nordhausen 71, 77
„ 7—10. Seitenkipper von 2,5 cbm Inhalt für gröfsere Erdbeförderungen mit Lokomotiven 72, 77, 78, 81
„ 11—13. Englischer Vorderkipper 74
„ 14. Rollwagengestell mit doppelt wirkender Hebelbremse von der Dammschüttung bei Bliesebersingen 72
„ 15—17. Seitenkipper vom Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals 73
„ 18—20. Eisernes Wagengestell eines Seitenkippers vom Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals 73

Tafel II. **Förderbetriebe des Erdbaues.**

Abb. 1 u. 2. Bremsberg und englischer Einschnittbetrieb beim Bau der württembergischen Schwarzwaldbahn 110, 135
„ 3. Schienenlage für den Seilbetrieb 110, 136
„ 4. „ „ „ Lokomotivbetrieb 110, 136
„ 5—10. Bremsvorrichtung vom Bau der württembergischen Schwarzwaldbahn . 109
„ 11—17. Drahtseilbahn bei Hameln 111, 112
Abb. 11. Lageplan 111
„ 12 u. 13. Fördergefäfs mit Reibungskuppelung 112
„ 14 u. 15. Gerüst an der Beladestelle 112
„ 16 u. 17. „ „ „ Entladestelle 112

Tafel III. **Anordnungen am Auf- und Abladeorte bei Anwendung von Schienengleisen.**

Abb. 1. Allmähliche Gefällminderung der Arbeitsgleise in Abträgen 123, 125
„ 2. Anordnung von Arbeitsgleisen bei Beförderung durch Pferde 129
„ 3. Gleisanordnung an einem Einschnitt 124
„ 4. Ladegleis am Fufs einer Böschung mit Ausweichgleis 128
„ 5. Anordnung zweier Ladegleise mit Ausweichgleis 128
„ 6. „ mehrerer Ladegleise 128
„ 7. „ „ „ bei gleichzeitiger Bearbeitung des Abtrages in zwei Stufenhöhen 129
„ 8. Lagenschüttung durch allmähliche Gefällminderung des Arbeitsgleises bei Dammschüttungen 142
„ 9. Überschüttung eines Durchlasses 143
„ 10—13. Englische Art der Kopfschüttung 148
Abb. 11. Gleisanordnung dabei 148
„ 12 u. 13. Auslösungsvorrichtung an den Kippwagen 148
„ 14—16. Kopfschüttung mit Hilfe von Drehscheiben 149, 150
„ 17—21. Feste Schüttgerüste für Dammschüttungen 139, 140
Abb. 17 u. 18. Festes Schüttgerüst f. d. Damm bei Bliesebersingen . . . 139, 144
„ 19. Aufstellungsweise des Schüttgerüstes 139, 144
„ 20 u. 21. Mehrfach verwendetes festes Schüttgerüst der Rheinischen Eisenbahn 140, 144, 145
„ 22—27. Bewegliche Sturzgerüste 145

Seite im Text.

Abb. 22. Aufstellung eines beweglichen Sturzgerüstes 140, 145
„ 23. Gleisanlage für ein Sturzgerüst 145, 147
„ 24. „ bei Anwendung von zwei Sturzgerüsten . . . 141, 145, 147
„ 25 u. 26. Bewegliches Sturzgerüst auf Rollen 140, 145
„ 27. Schwimmendes Sturzgerüst v. Bau d. Dammes im Flemhuder See 141, 145, 147

Tafel IV. **Querschnitte von Eisenbahnen und Kanälen.**

Abb. 1. Bahnkörper für Auftrag und Abtrag nach den Technischen Vereinbarungen (T. V.) 152, 156, 179
„ 2. Bahnkörper f. Hauptbahnen d. Eisenbahn-Direktionsbezirks Breslau 152, 156, 179, 189
„ 3. „ der Grofsherzoglich Badischen Staatsbahnen . . 152, 156, 179, 189
„ 4. „ französischer Bahnen 152, 156, 189
„ 5. „ der Brenner-Bahn 152, 156
„ 6. „ englischer Bahnen 152, 156, 162, 189
„ 7. „ eingleisiger Hauptbahnen des Eisenbahn-Direktionsbezirks Breslau 152, 156, 179
„ 8. Bahnkörper für normalspurige Nebenbahnen des Eisenbahn-Direktionsbezirks Breslau 152, 158, 179
„ 9—12. Bahnkörper vollspuriger und schmalspuriger Nebenbahnen im Königreich Bayern 152, 158
„ 13. Bahnkörper der Bergheimer Kreisbahnen 152, 158
„ 14. „ der Ocholt-Westerstede-Eisenbahn 152, 158, 189
„ 15. „ der Schmalspurbahnen im Königreich Sachsen . . 152, 159, 179
„ 16. „ der Wallücke-Eisenbahn 152, 159
„ 17. „ der Norwegischen Eisenbahnen in Felseinschnitten 159
„ 18. Querschnitt des Oder-Spree-Kanals 160
„ 19. „ „ Dortmund-Ems-Kanals 160
„ 20. „ „ Kaiser Wilhelm-Kanals 160
„ 21. „ „ Suez-Kanals 160
„ 22. „ „ Manchester-Kanals 160

Kapitel II. Erdrutschungen.

Tafel V. **Einschnittrutschungen.**

Abb. 1—5. Rutschungen an Auf- und Abträgen der Paris-Lyon-Mittelmeerbahn 231, 249, 264
„ 6. Dammrutschung an der Lübeck-Hamburger Bahn 262
„ 7. Einschnittrutschung an der Westfälischen Eisenbahn 223, 237
„ 8 u. 9. „ „ „ französischen Ostbahn 170, 224, 230
„ 10—13. „ „ „ Eisenbahn Nordhausen-Wetzlar 238
Abb. 10 u. 11. Entwässerungsstollen 229, 238
„ 12 u. 13. Böschungsfufsmauern 232, 237, 238
„ 14—18. Entwässerungsanlage an der Brenner-Bahn 229
Abb. 14. Seitenansicht 229
„ 15. Schacht- und Stollenquerschnitt 229
„ 16—18. Querschnitte 229
„ 19—22. Einschnittrutschung an der Bahn Paris-Cherbourg 233, 249
Abb. 19. Querschnitt 250
„ 20—22. Stützmaueranordnungen 250
„ 23. Einschnittentwässerung a. d. Mecklenburgischen Friedrich-Franz-Bahn 169, 170, 237
„ 24 u. 25. Einschnittrutschung an der Eisenbahn Nevers-Chagny 231
Abb. 24. Auspackung 231
„ 25. „ und Entwässerung 231
„ 26 u. 27. Einschnittrutschung an der Eisenbahn Paris-Mülhausen . 226, 234, 235
„ 28. Einschnittrutschung an der grofsen Gürtelbahn von Paris 231
„ 29—31. „ „ „ Bahn Nordhausen-Wetzlar 239
Abb. 29. Lageplan 239, 240
„ 30. Stützmauer und Fanggraben 232, 233, 239, 240
„ 31. Stollenanordnung 239

Seite im Text.

Tafel VI. **Einschnittrutschungen.**

Abb. 1. Einschnittrutschung an der ungarischen Nord-Ost-Bahn 224, 246
„ 2—9. Einschnittrutschungen an der Bahn Bebra-Hanau 226, 232, 240
Abb. 2. Anordnung v. Entwässerungsgräben, Schächten u. Schlitzen 214, 226, 232, 242
„ 3. Stützmaueranordnung 242
„ 4. Anordnung von Entwässerungsstollen, Sickerschlitzen und einer Stützmauer 224, 226, 232, 243, 244
„ 5. Entwässerungsstollen und Stützmauer 226, 232, 235, 241
„ 6. Auspackung, Sickerstollen und Stützmauer 232, 235, 241
„ 7. Grabenauspackung 230, 242
„ 8. Lageplan der Rutschung am Ziegenberg 226, 244, 245
„ 9. Stollenanlage und Schutzdamm 224, 226, 230, 244
„ 10—14. Einschnittrutschung an der Bahn Nordhausen-Wetzlar 234
Abb. 10. Querschnitt an der Rutschstelle 224, 234
„ 11 u. 12. Stützmauer mit Erdbögen 234, 235
„ 13 u. 14. Querschnitte 234, 235

Tafel VII. **Dammrutschungen.**

Abb. 1—4. Rutschung des Leimsfelder Dammes der Bahn Nordhausen-Wetzlar . . 274
Abb. 1. Querschnitt mit ausgepackten Schlitzen 267, 275
„ 2. Lageplan 275
„ 3. Fuss der Rutschung 275
„ 4. Querschnitt des versteiften Durchlasses 275
„ 5 u. 6. Dammrutschung an der ungarischen Nord-Ost-Bahn 279
Abb. 5. Bankett-Querschnitt mit Bermenanlage 173, 279
„ 6. Grabenauspackung 279
„ 7—10. Dammrutschung auf der Strecke Linz-Budweis 282
Abb. 7. Lageplan 282
„ 8. Schachtquerschnitt 283
„ 9. Stollenquerschnitt 229, 283
„ 10. Förderschacht 282
„ 11—13. Dammrutschung im Rhune-Tal an der Bahn Nordhausen-Wetzlar . 274
„ 14—17. „ an der Bahn Bebra-Hanau 275
Abb. 14. Querschnitt mit Stützmauer 173, 260, 275
„ 15. Entwässerungsanlage 259, 260, 275, 276
„ 16 u. 17. Rutschung am Bahnhof Schlüchtern (Entwässerungsstollen) 259, 276, 277
„ 18 u. 19. Wiederherstellung eines Dammes der Main-Weser-Bahn . . . 260, 263
„ 20—22. Wiederherstellung eines Dammes d. französischen Ostbahn . 260, 263, 285

Tafel VIII. **Dammrutschungen.**

Abb. 1. Gegendamm 173, 260
„ 2. „ und Entwässerungsschlitz 173, 260
„ 3 u. 4. Desgl. in Grund- und Aufriss dargestellt 173
„ 5 u. 6. Rutschungen an Dämmen der Paris-Lyon-Mittelmehrbahn . . . 173, 249
„ 7. Dammrutschung an der ungarischen Ostbahn (Schutzdamm nebst Entwässerungsstollen) 173, 260, 265, 280
„ 8 u. 9. Rutschung des Staudammes am Staubecken von Torcy am Canal du Centre 265, 286
„ 10 u. 11. Rutschung am Staudamm des Staubeckens von Cercey am Canal de Bourgogne 265, 285
„ 12—14. Rutschung des Dammes einer ungarischen Eisenbahn zwischen Drau und Save 281
Abb. 12. Lageplan 281
„ 13. Längenschnitt des Durchlasses 281
„ 14. Querschnitt des Durchlasses 282
„ 15. Darstellung der unterirdischen, wasserleitenden Schicht durch Schichtlinien am Mehburger Tunnel der ungarischen Ostbahn 218

Seite im Text.

Kapitel III. Stütz- und Futtermauern.

Tafel IX. **Stütz- und Futtermauern.**

Abb. 1 u. 2. Bestimmung der Bruchfuge 300
„ 3. Verteilung d. Erddruckes b. ebener Wand m. beliebig gekrümmter Oberfläche 301, 306
„ 4. Erddruck bei ebener Stützwand und gebrochener Erdoberfläche 302
„ 5. Ebene Stützwand mit belastender Erdschicht 303
„ 6. Ebene Stützwand bei gebrochenem Gelände 301
„ 7. Druck eines belasteten Dammes auf eine ihn seitlich abgrenzende Stützmauer 303
„ 8. Bestimmung der Bruchfuge unter Zugrundelegung eines bestimmten Teiles der Abgleichungslinie 302
„ 9. Erddruck auf unterschnittene Stützwände 304, 305
„ 10. „ „ gekrümmte „ 306
„ 11. Mittellinie des Druckes für eine Kaimauer 334
„ 12. „ „ „ „ „ Talsperre 335, 336
„ 13—16. Stütz- und Futtermauern der österreichischen Staatsbahn 349, 351, 374, 376

Tafel X. **Stütz- und Futtermauern.**

Abb. 1—1 c. Wegeunterführung mit Durchlafs in der Bahnlinie Wittenberge-Geestemünde 349, 374, 378, 379
„ 2—2 b. Unterschnittene Stützmauern 329, 349, 378
„ 3 u. 3 a. Anschnitt von Geröllmassen mit Hilfe von Futtermauern auf der Moselbahn bei beschränkter Breite 349, 374, 380
„ 4—7. Futtermauern der Gotthardbahn 349, 377
„ 8—14. Stützmauern „ „ 349, 374, 377
„ 15 u. 15 a. Durchstich der London-Birmingham-Bahn bei Blisworth 234, 374, 375, 381

Tafel XI. **Stütz- und Kaimauern.**

Abb. 1—1 c. Stützmauer an der Villa Henschel in Kassel 373, 384
„ 2—2 d. „ „ „ Hochstrafse beim Bahnhof Gesundbrunnen der Berliner Ringbahn 385
„ 3 u. 3 a. Stützmauer an der Great-Western-Bahn 385
„ 4—4 c. Stützmauer aus Eisenbeton zur Abgrenzung einer Wegrampe am Quai Debilly zu Paris 390
„ 5—5 b. L-förmige Stützmauer aus Eisenbeton 391
„ 6 u. 6 a. Kaimauer am neuen Winterhafen in Dresden-Friedrichstadt . . . 392
„ 7. Kaimauer im Hafen zu Breslau 392
„ 8 u. 8 a. Kaimauer in Geestemünde 393

Tafel XII. **Kaimauern und Talsperren.**

Abb. 1. Kaimauer zu Rotterdam 394
„ 2—2 b. Südliche Kaimauer des Sandtorhafens in Hamburg 394
„ 3—3 c. Kaimauer am Sandtorhafen zu Hamburg vor dem Schuppen No. 1 . 395
„ 4 u. 4 a. Mouche-Talsperre 398
„ 5. Fuelbecke-Talsperre 398, 400
„ 6—6 b. Lingese-Talsperre 397, 398, 399
„ 7 u. 7 a. Talsperre von Ban 397, 399
„ 8. Yelwandi-Talsperre bei Bhatgarh 398
„ 9. Drac-Talsperre bei Avignonnet 397, 398
„ 10. Monegre-Talsperre bei Alicante 371, 402
„ 11. Gileppe-Talsperre bei Verviers 371, 398, 402

Abb. 15-17. Seitenkipper vom Bau des Kaiser Wilhelm Kanals.

Abb. 15. Seitenansicht.

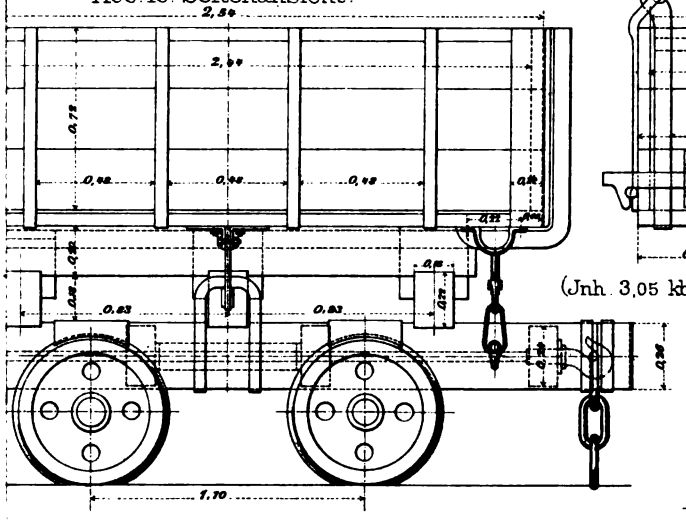
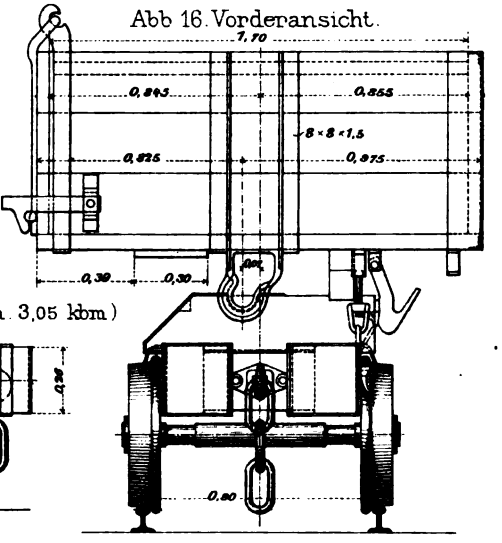


Abb. 16. Vorderansicht.



(Inh. 3,05 kbm)

Abb. 17. Grundriss des Wagengestells.

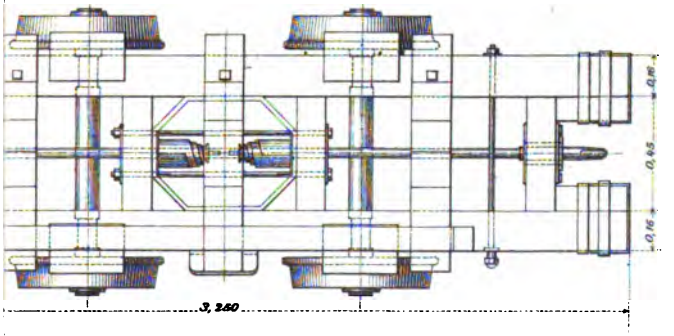


Abb. 18
Querschnitt. Hinteransicht.

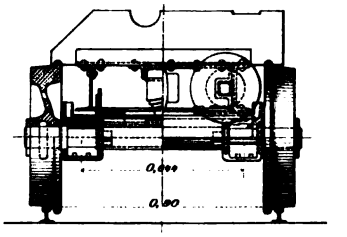


Abb. 18-20. Wagengestell eines Seitenkippers vom Bau des Kaiser-Wilhelm-Kanals.

Längenschnitt Abb. 19. Seitenansicht.

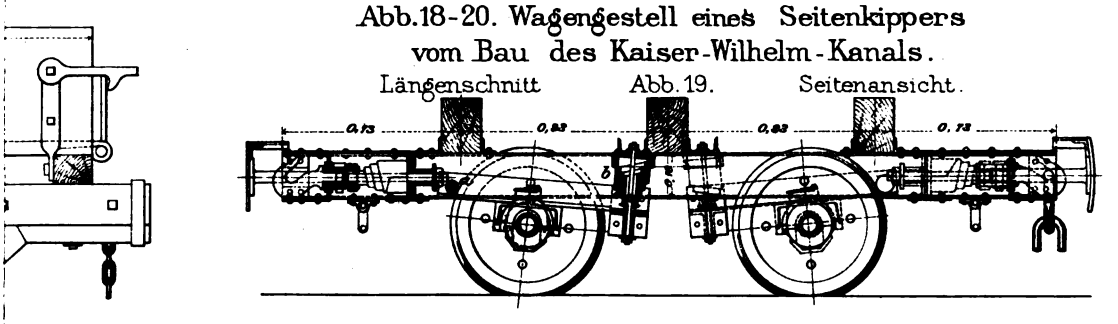
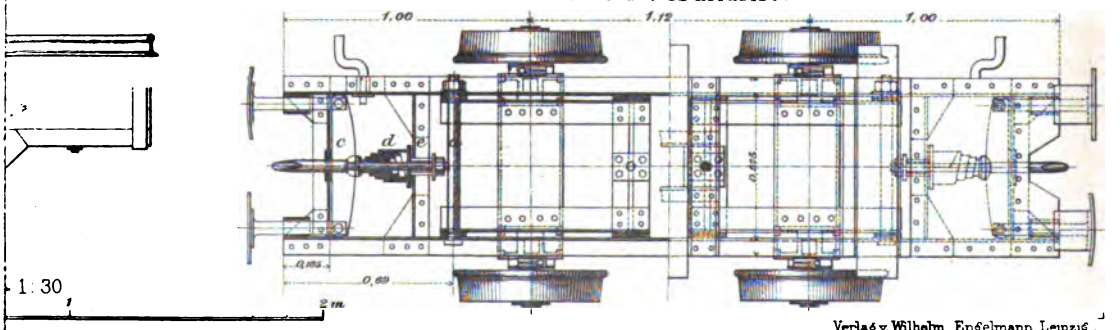


Abb. 20. Grundriss.



Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig.

Abb. 11. Lageplan. M. 1:6250.

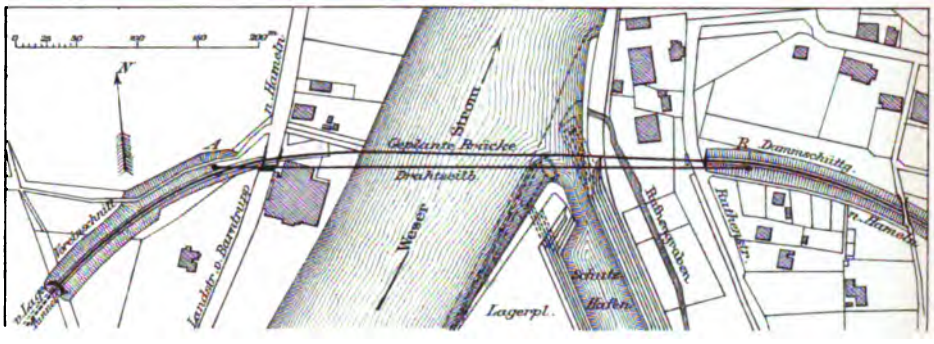


Abb. 11-17. Drahtseilbahn bei Hameln.

Abb 14. Gerüst a. d. Beladestelle.

der Hauptbremse.

Abb 10

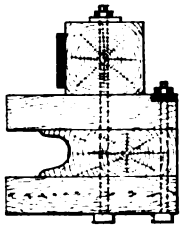
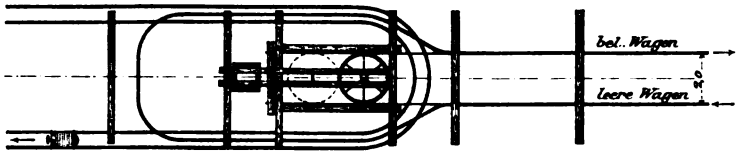


Abb. 15. Grundrifs der Beladestelle. M. 1:300.



t Reibungskuppelung.
Abb. 13

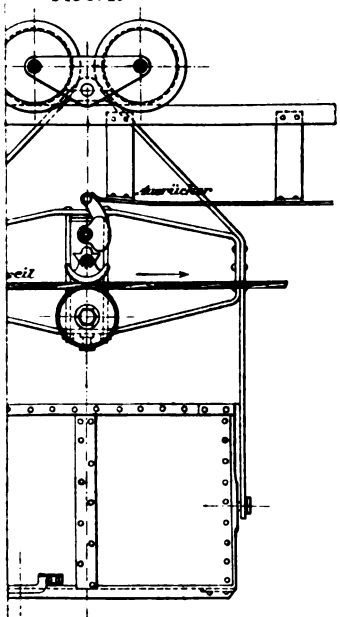


Abb. 16. Gerüst an der Entladestelle. (Vorderansicht).

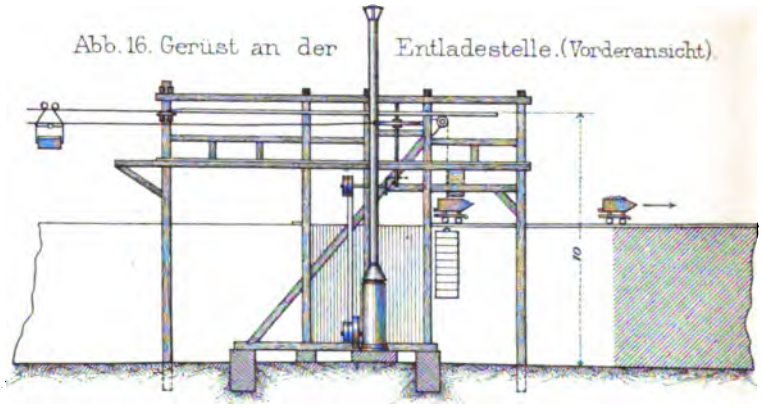
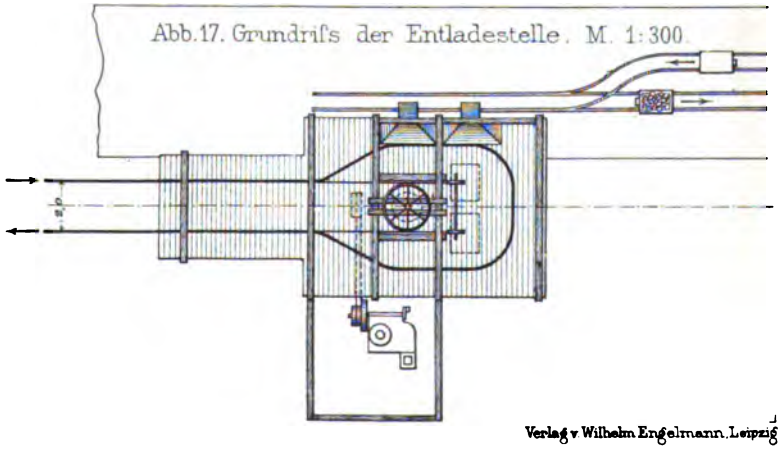


Abb. 17. Grundrifs der Entladestelle. M. 1:300.



Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig.

Abb. 17-21. Feste Schüttgerüste.

Abb. 17-19. Schüttgerüst bei Bliesebersingen.

Abb. 18. Seitenansicht. M. 1:400.

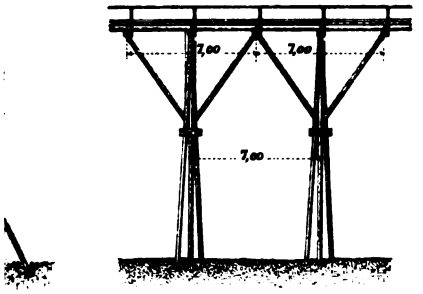
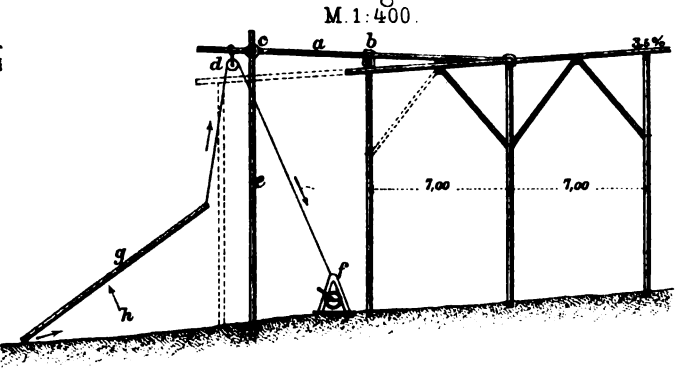


Abb. 19. Aufstellung des Gerüstes. M. 1:400.



gerüst d. Rheinischen Eisenbahn.

sicht. Abb. 21. Querschnitt. M. 1:400.

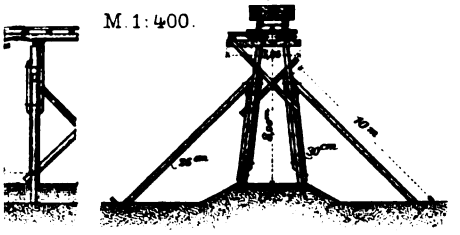
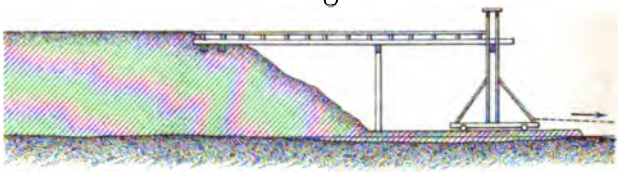


Abb. 22-27. Bewegliche Sturzgerüste.

Abb. 22. Längsschnitt.



. Bewegliches Sturzgerüst.

erschnitt. Abb. 26. Seitenansicht M. 1:200.

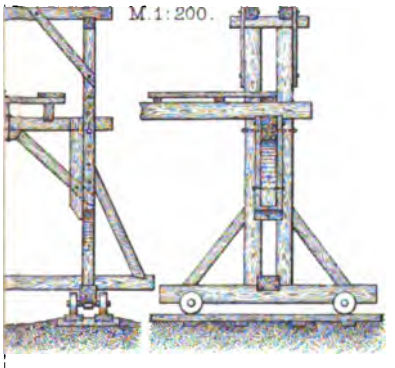


Abb. 23. Gleisanlage für ein Sturzgerüst.

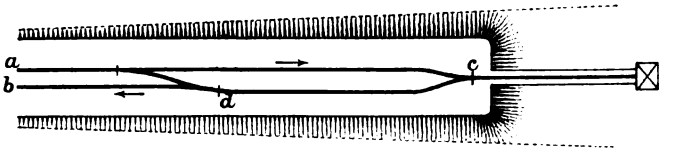
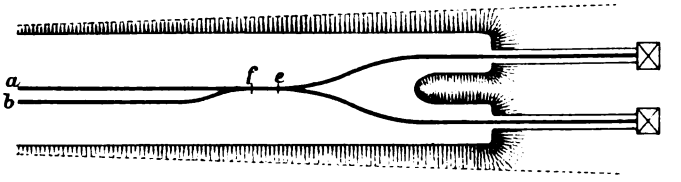
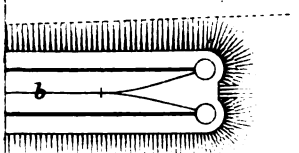


Abb. 24. Gleisanlage für zwei Sturzgerüste.



Drehscheibe.

ei Drehscheiben.



ner Drehscheibe.

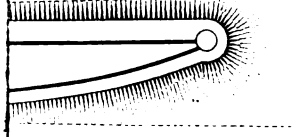
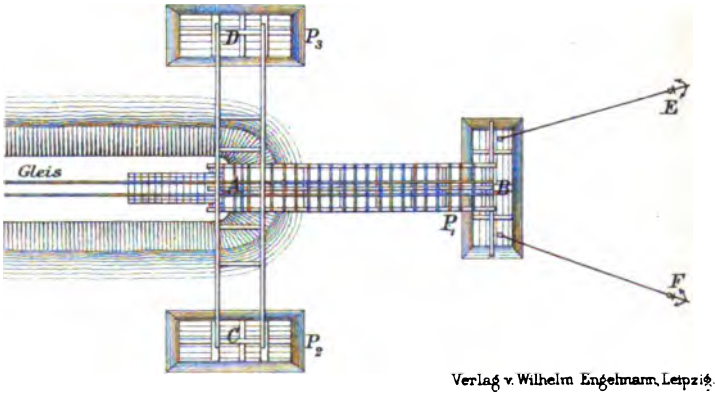


Abb. 27. Schwimmendes Sturzgerüst vom Dammbau im Flemhuder See.



Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig.

in Bayern.

Abb. 18. Querschnitt des Oder-Spree-Kanals.

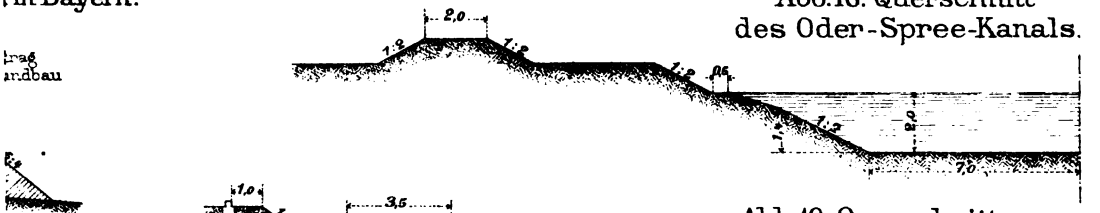


Abb. 19. Querschnitt des Dortmund-Ems-Kanals.

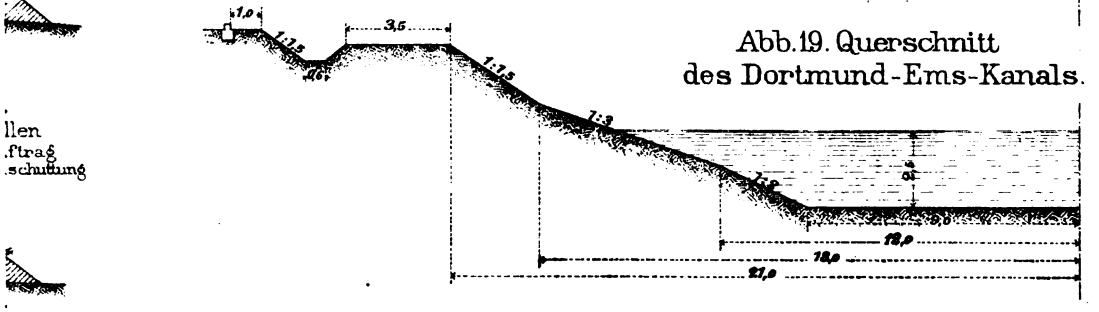


Abb. 20. Querschnitt des Kaiser-Wilhelm-Kanals.

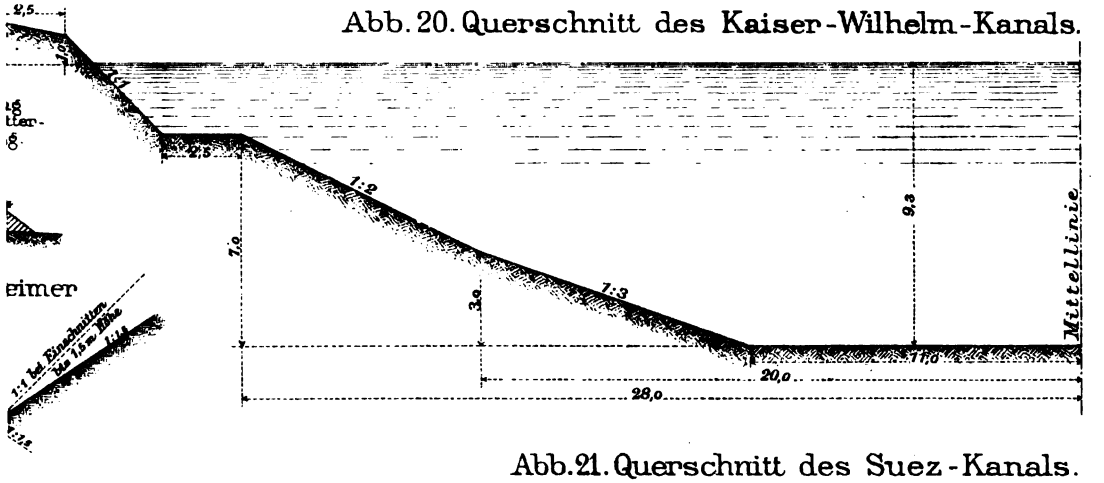


Abb. 21. Querschnitt des Suez-Kanals.

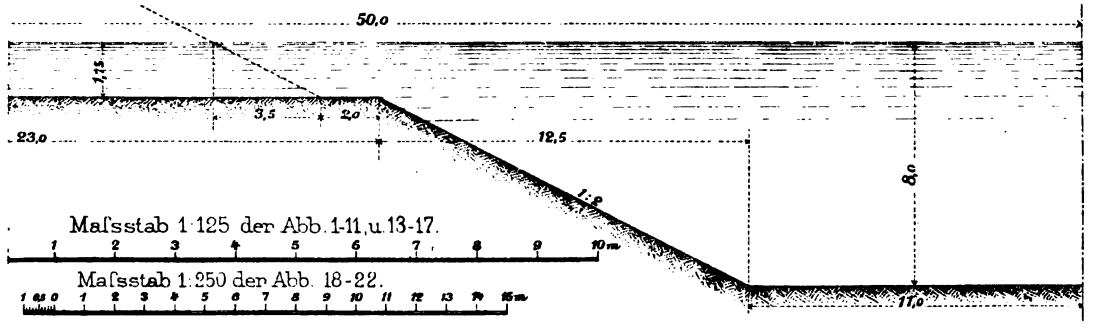
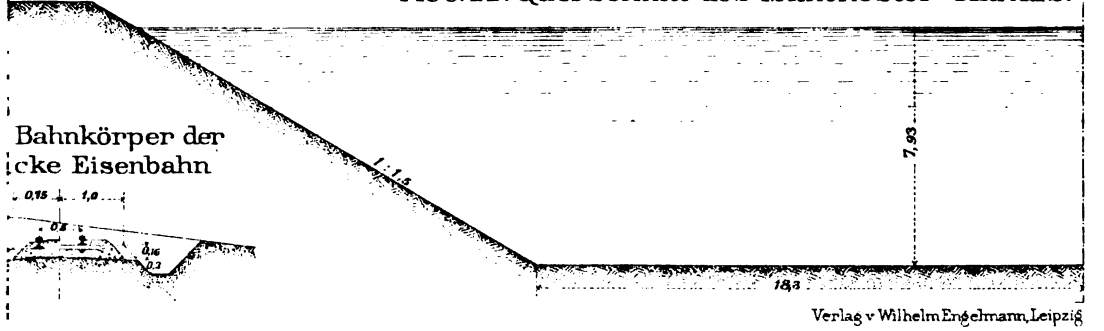


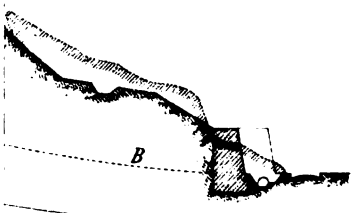
Abb. 22. Querschnitt des Manchester Kanals.



Verlag v Wilhelm Engelmann, Leipzig

-22. Einschnittrutschung an der Bahn Paris-Cherbourg.

19. Die Rutschung
h Querschnitt
M 1:500.



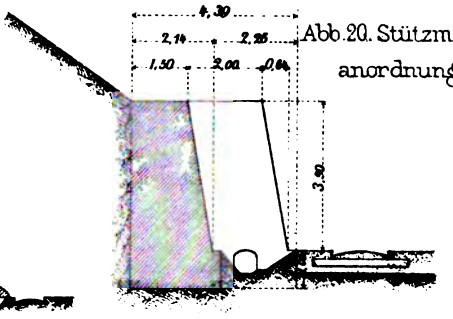


Abb. 20. Stützmauer-anordnung.

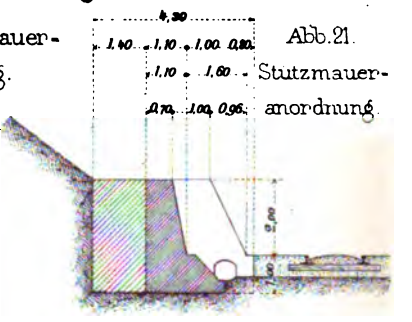
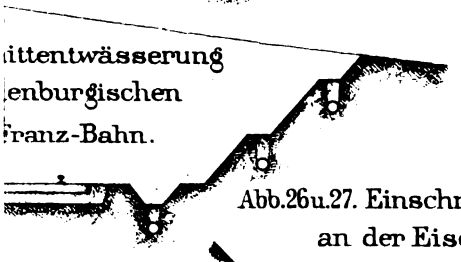


Abb. 21. Stutzmauer-anordnung.

ittentwässerung
enburgischen
ranz-Bahn.



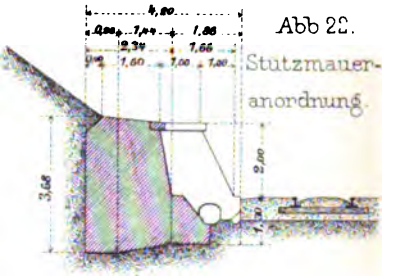
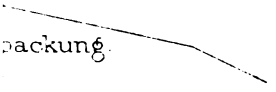


Abb 22. Stutzmauer-anordnung.

schung an der
vers-Chagny.
200.



packung.

Abb. 26 u. 27. Einschnittrutschung an der Eisenbahn Paris-Mülhausen.

Abb. 25 Auspackung und Entwässerung Eisenbahn Nevers-Chagny

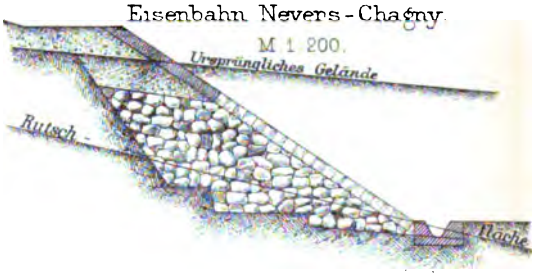
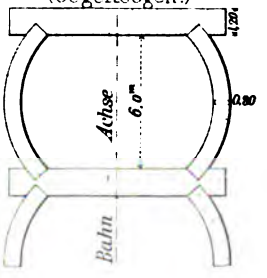


Abb 27 Grundrisanordnung (Gegenbögen.)



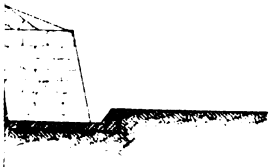
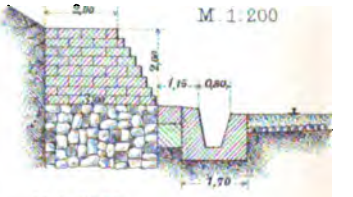
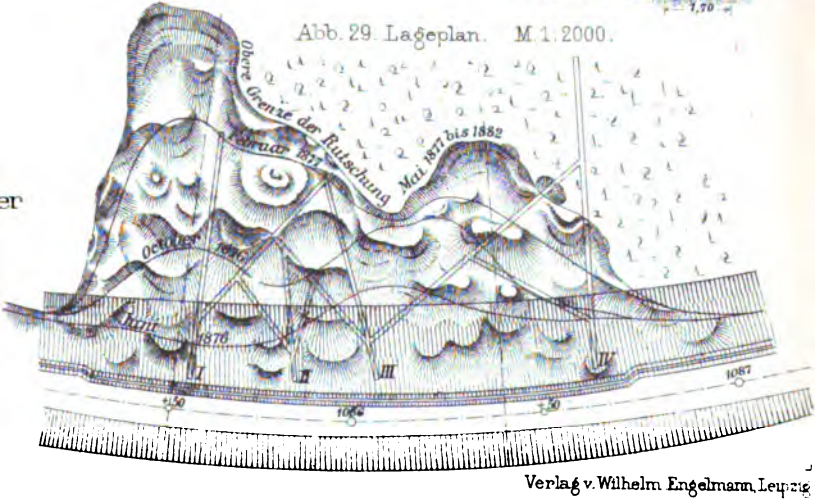


Abb. 30. Stutzmauer und Fanggraben.

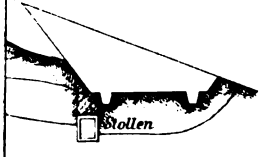


nittrutschung an
n Gürtelbahn
Paris.
1:200

Abb. 29. Lageplan. M 1:2000.



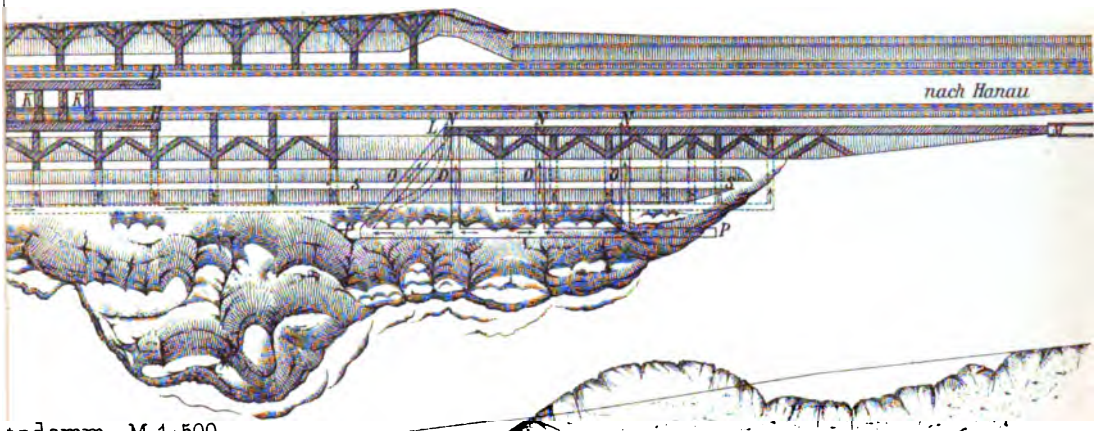
nittrutschung an der
rdhausen-Wetzlar.
Stollenanordnung.



Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig

Abb. 8 u. 9. Rutschung am Ziegenberg.

Abb. 8. Lageplan M 1:2000.



tzdamm. M 1:500.

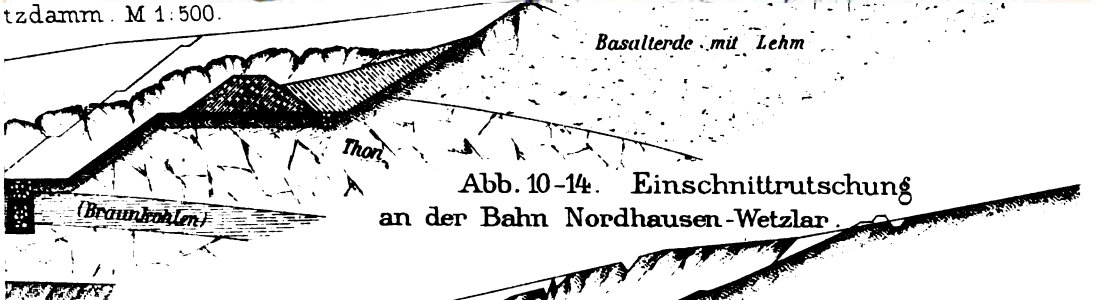


Abb. 10–14. Einschnittrutschung an der Bahn Nordhausen-Wetzlar.

Abb. 11 u. 12.
Stützmauer mit Erdbögen. M 1:400.

Abb. 11. Vorderansicht.

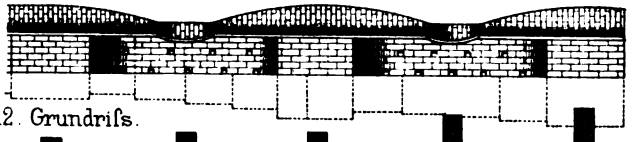


Abb. 12. Grundriss.

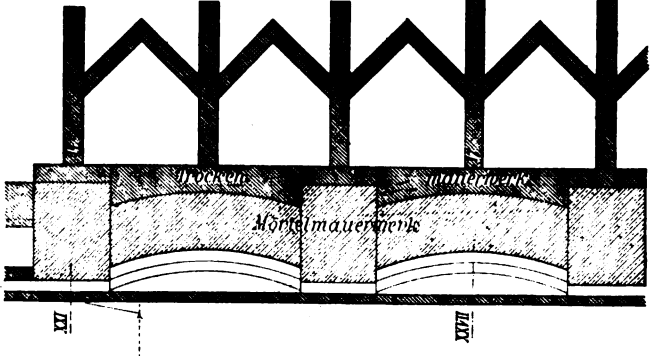


Abb. 13. Querschnitt XXI-14.

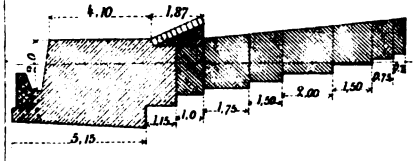
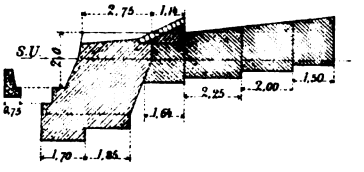
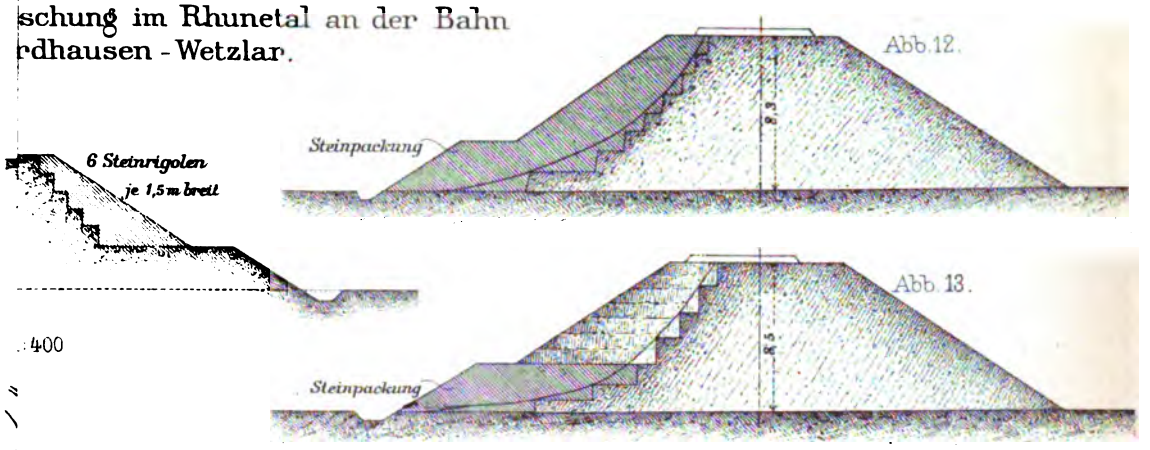


Abb. 14. Querschnitt XXVII-17.



Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig

schung im Rhunetal an der Bahn
rdhausen - Wetzlar.



400

Rutschung

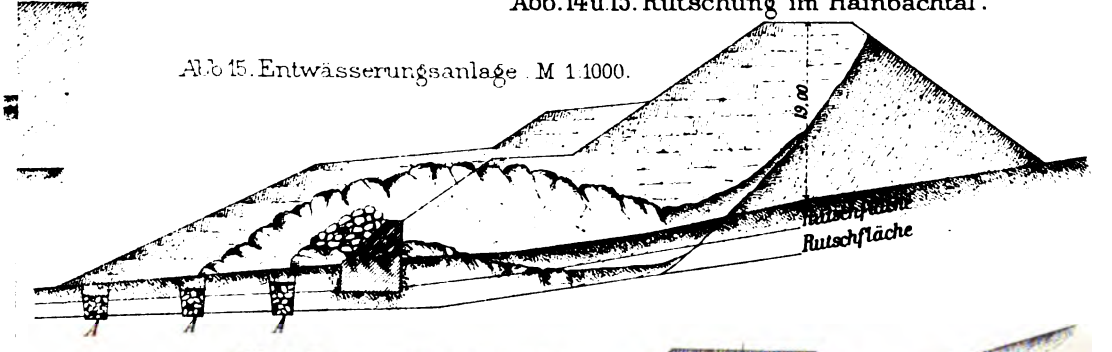
Abb. 14-17. Dammrutschung an der Bahn Bebra - Hanau.

ellung.

r

n.

Abb. 14 u. 15. Rutschung im Hainbachtal.



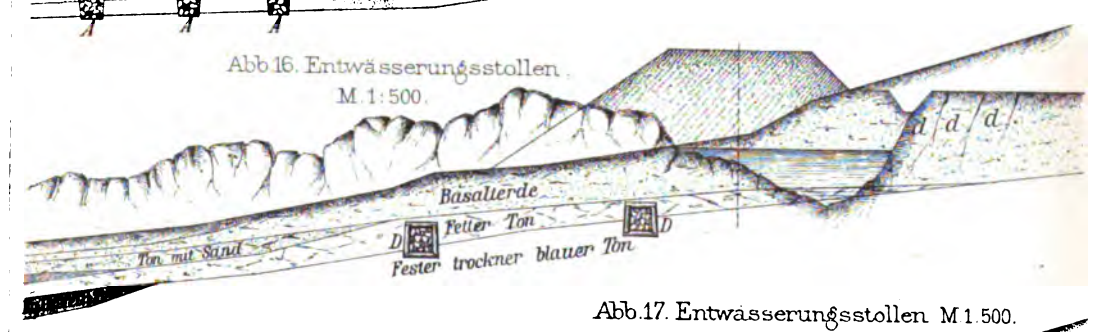
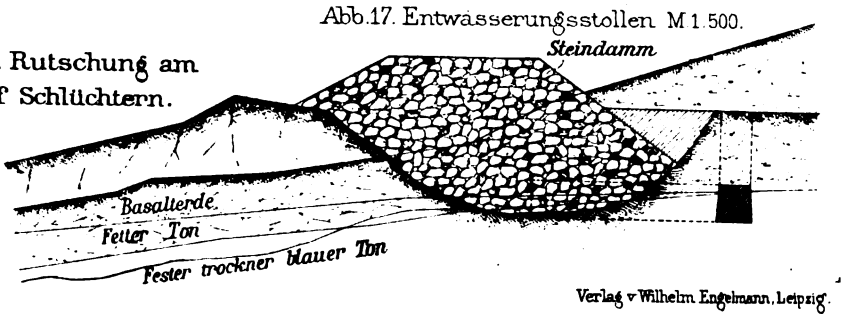


Abb. 17. Entwässerungsstollen. M. 1:500.

Abb. 16 u. 17. Rutschung am Bahnhof Schlüchtern.



Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig.

Abb. 12. Lageplan
M. 1:1500.

Abb. 14.
Querschnitt des
Durchlafses I. M. 1:100.

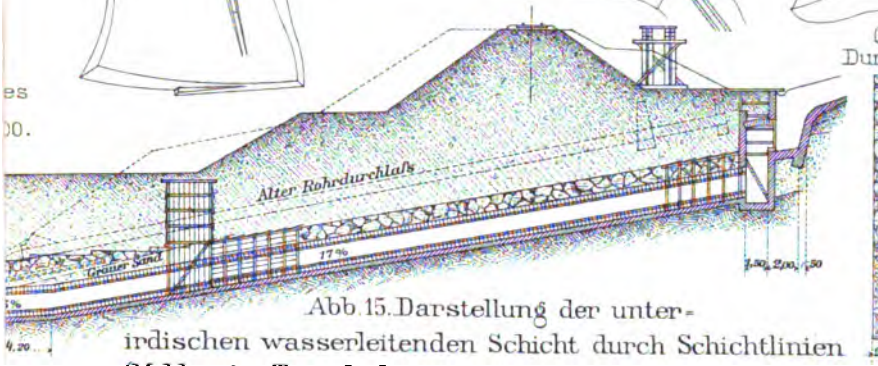
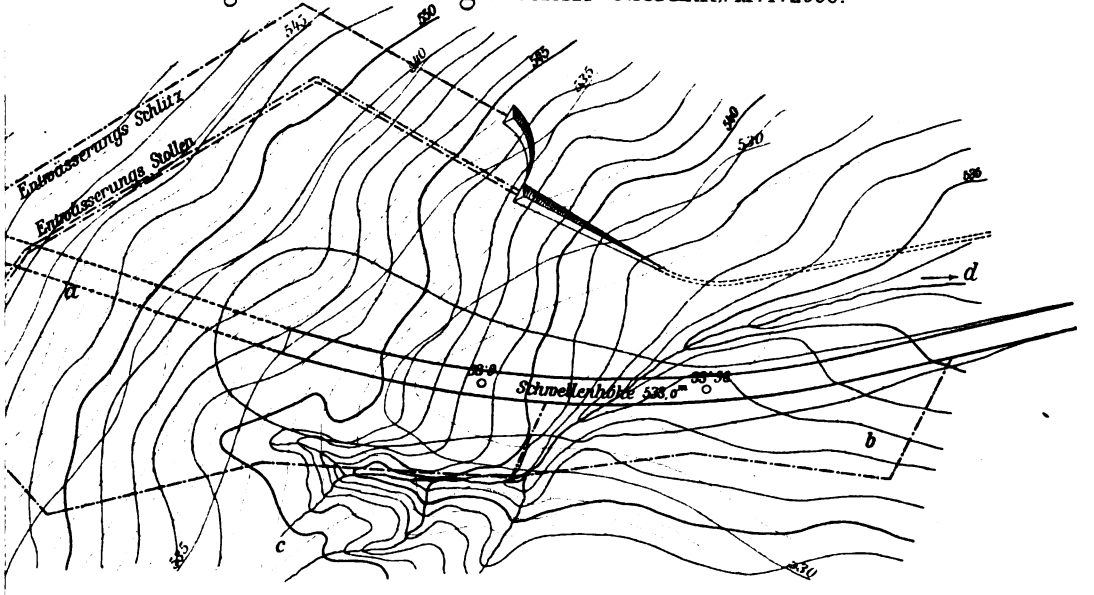


Abb. 15. Darstellung der unterirdischen wasserleitenden Schicht durch Schichtlinien (Mehburger Tunnel der ungarischen Ostbahn). M. 1:2000.



Die schwarzen Schichtenlinien beziehen sich auf die Oberfläche des Geländes.

Die roten Schichtenlinien beziehen sich auf die Oberfläche des Thonschiefers.

Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig

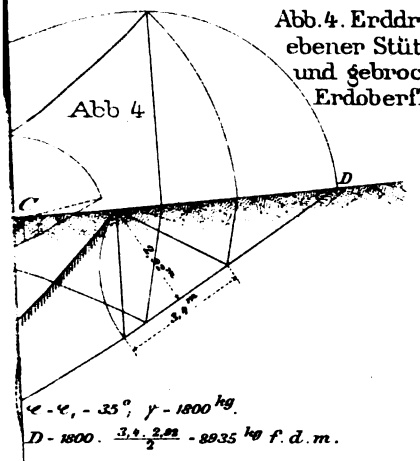
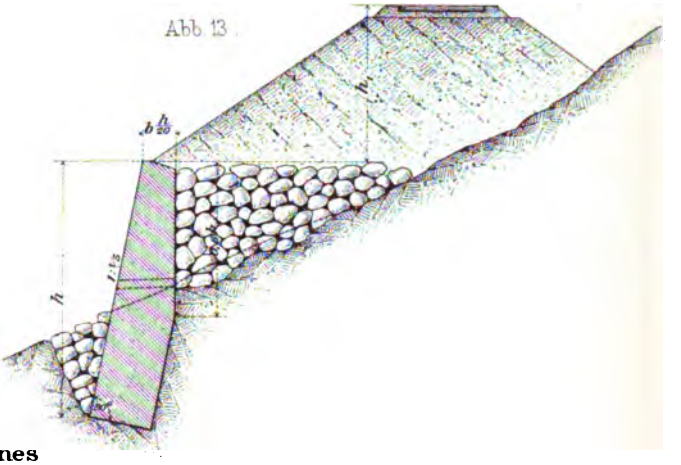
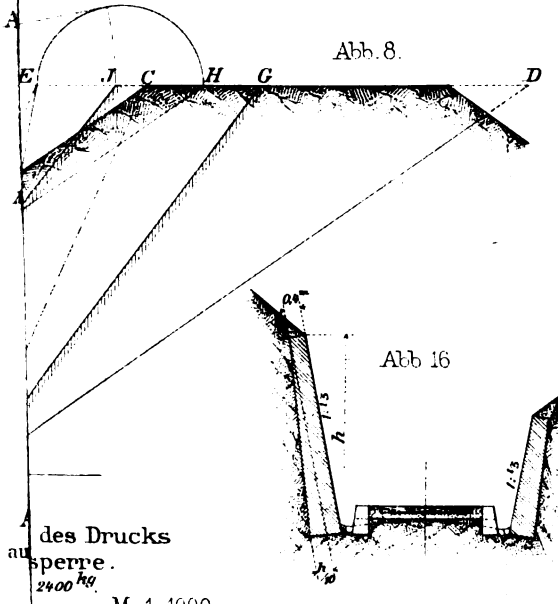


Abb. 4. Erddruck bei ebener Stützwand und gebrochener Erdoberfläche.

Abb. 13-16. Stütz- und Futtermauern der Oesterr. Staatsbahn.



Bruchfuge unter Zugrundlegung eines
eiles der Abgleichungslinie.



des Drucks
sperre.
$2400\ kg$

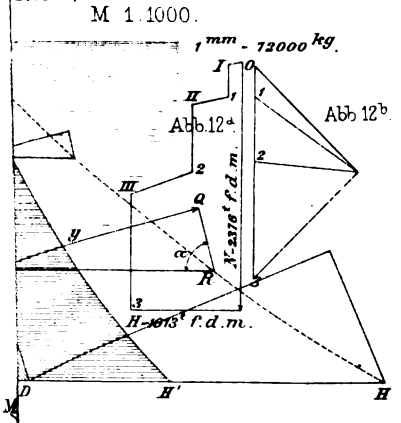


Abb. 14.

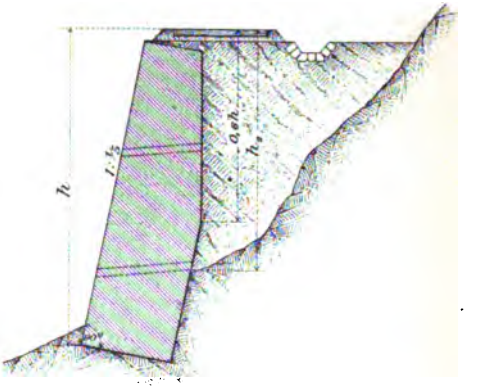
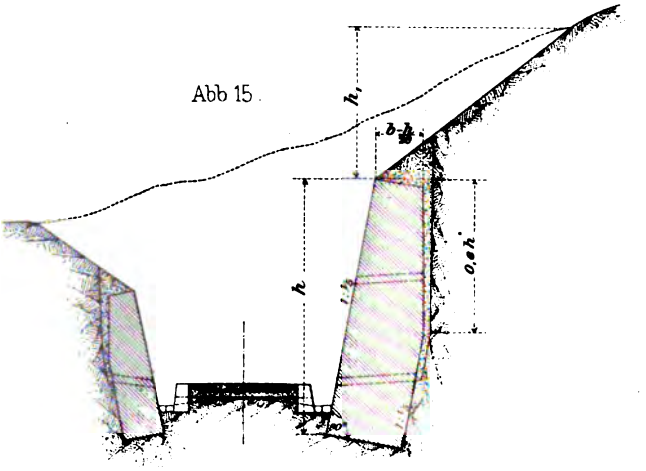
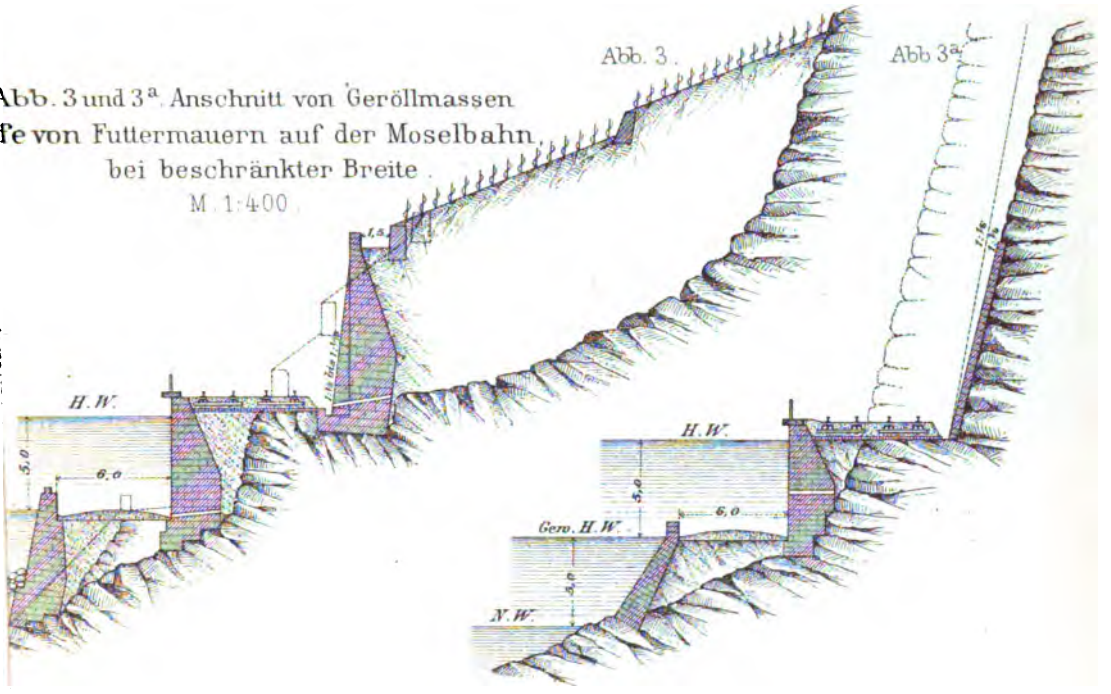


Abb. 15.



Verlag v. Wilhelm Engelmann Leipzig

Abb. 3 und 3ª. Anschnitt von Geröllmassen
ife von Futtermauern auf der Moselbahn
bei beschränkter Breite.
M. 1:400.



bb. 13.

b 14.

Abb.15. Durchstich der
London-Birmingham-Bahn
bei Blisworth.

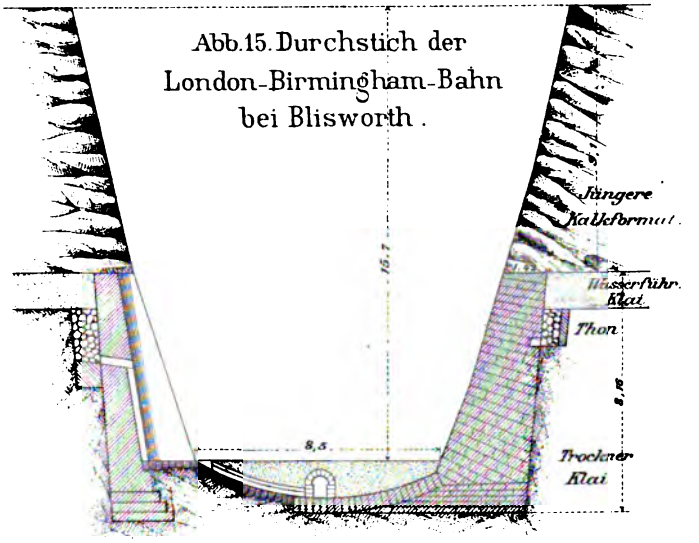
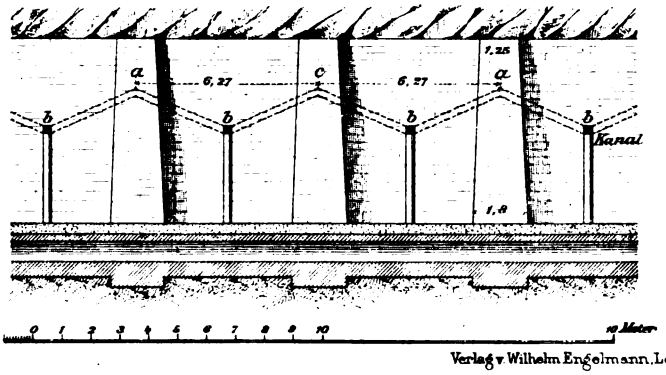


Abb 15ª. Längenschnitt.



Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig.

am neuen Winterhafen
Friedrichstadt.

Abb. 6ª Ansicht.

1:200.

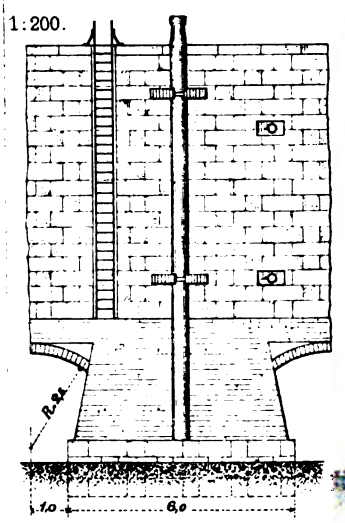


Abb. 7. Kaimauer im Hafen zu Breslau.

M. 1:150.

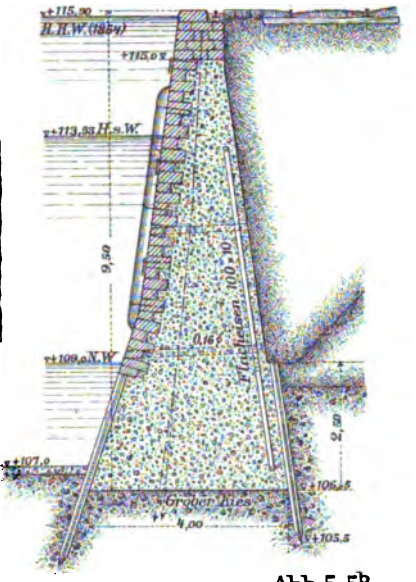


Abb. 8 u. 8ª. Kaimauer in Geestemünde.

Abb. 8. Querschnitt.

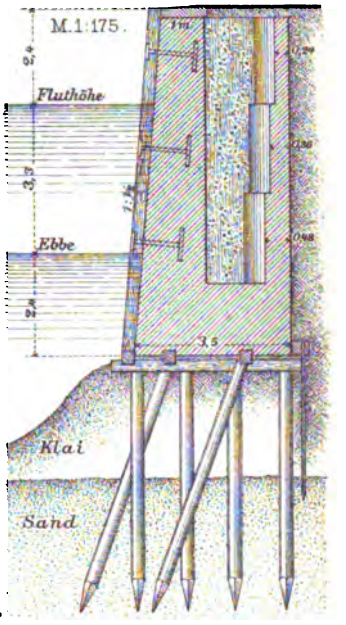


Abb. 4ª Querschnitt.

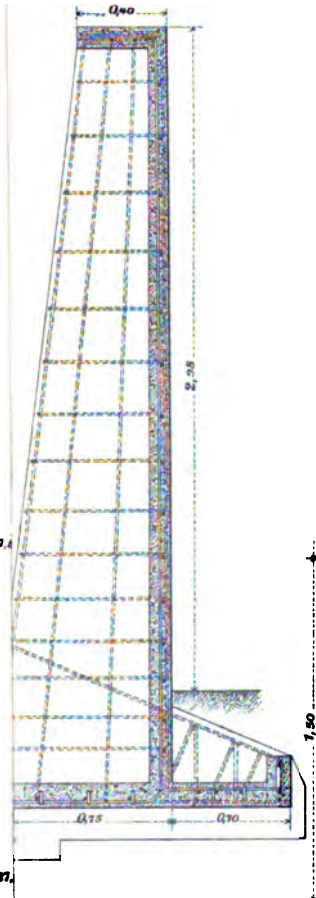


Abb. 4ᵇ Querschnitt.

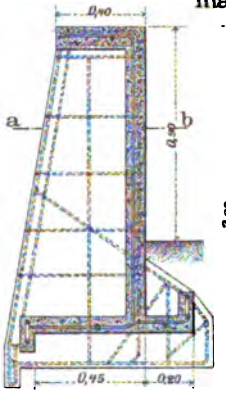


Abb. 5-5ᵇ. L-förmige Stützmauer aus Eisenbeton

M. 1:60.

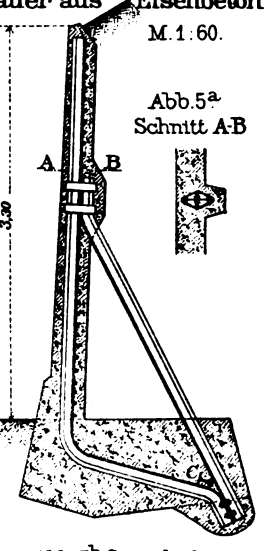


Abb. 5ª Schnitt A-B

Abb. 8ª Grundriſs

Abb. 4ᶜ Grundriſs. Schnitt nach a-b.

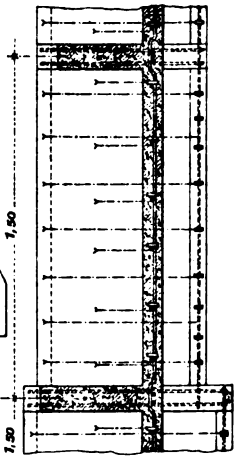
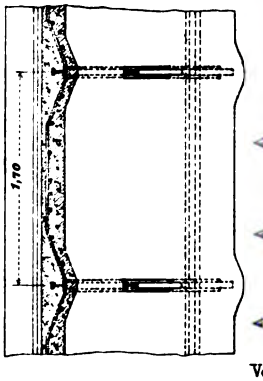


Abb. 5ᵇ Grundriſs.



Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig

Abb. 4 - 4a. Mouche - Talsperre.

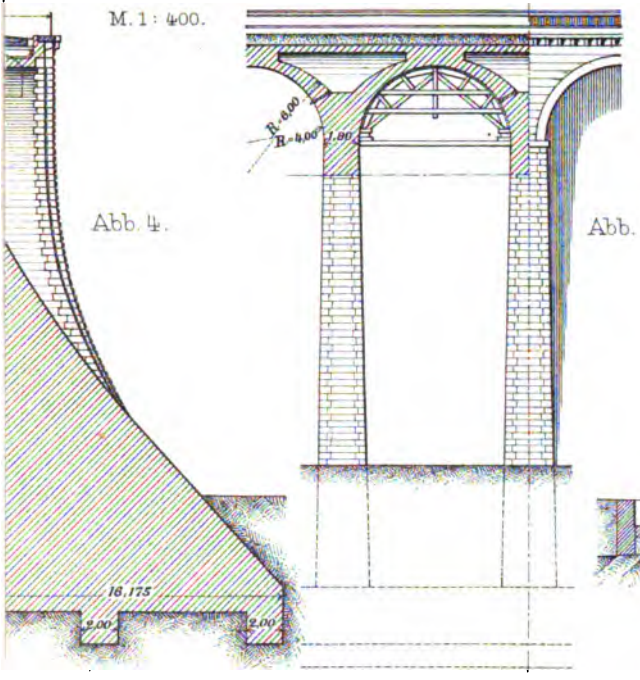


Abb. 5. Fuelbecke - Talsperre.

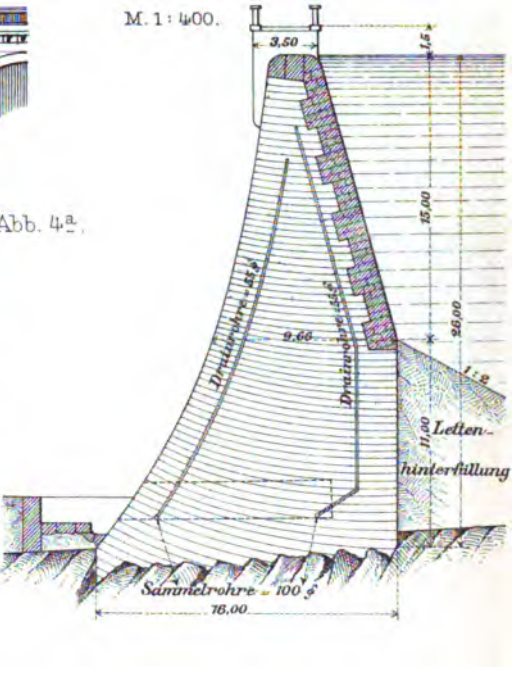
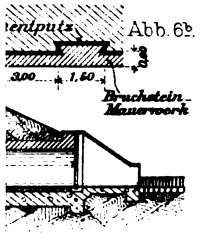
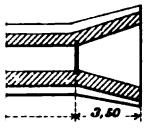


Abb. 6 - 6b.

'alsperre. M. 1 : 440.





nnet.

Abb. 7 - 7a.

Talsperre von Ban.

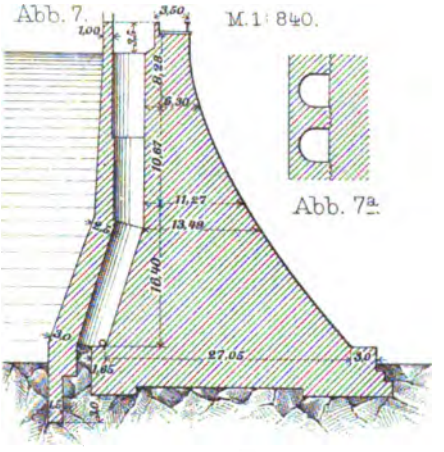


Abb. 7a.

Abb. 8.

Yelwandi - Talsperre bei Bhatgarh.

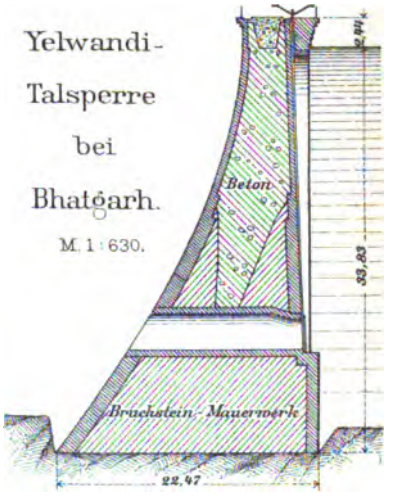


Abb. 10. Monegre - Talsperre bei Alicante.

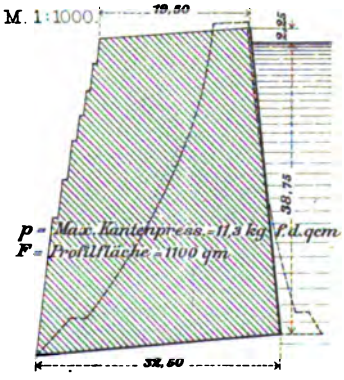
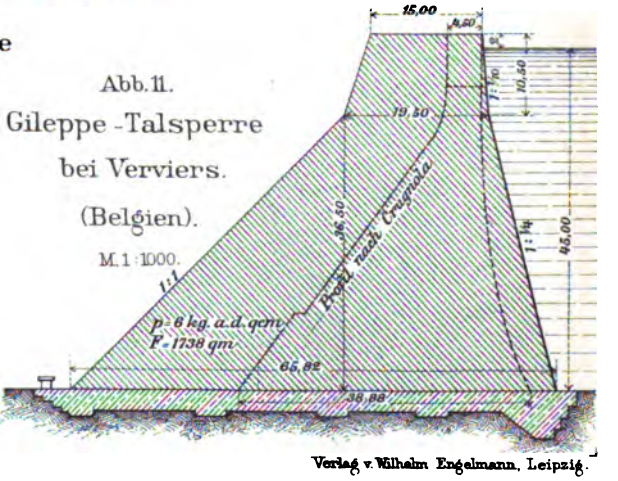


Abb. 11.

Gileppe - Talsperre bei Verviers. (Belgien).



Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig.

89080454911

b89080454911a